

CAPÍTULO I
PERFIL DE LA INVESTIGACIÓN

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1.GENERALIDADES

En la mayor parte de la infraestructura caminera de nuestro país, debido a las características variadas en relación con el comportamiento climatológico y las precipitaciones pluviales que forman parte del ciclo hidrológico, es crucial proteger la estructura vial. Es de vital importancia contar con drenajes superficiales en las vías de comunicación, como las alcantarillas de alivio y cruce. El presente estudio se centra en "la condición actual en que se encuentra un tramo caminero", describiendo si su condición es crítica, regular o buena, y lo que esto implica para el diseño de alcantarillas en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija.

El objetivo general del estudio es de analizar de confiabilidad mediante software en el diseño de alcantarillas de alivio y cruce en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija. Este análisis comprende la descripción de los criterios metodológicos utilizados para el diseño de las obras hidráulicas requeridas y su diseño propiamente dicho. La recopilación de antecedentes más relevantes sobre las condiciones encontradas y alguna intención de solución que se pretendió dar en el pasado proporciona una base sólida para este análisis.

La intención del investigador es determinar si el análisis de confiabilidad valida el diseño actual de las alcantarillas al compararlo con las ya emplazadas. Se busca valorar si los datos actuales con los que se diseñaron las alcantarillas provocarán cambios en el diseño anterior y verificar el análisis de confiabilidad debido a los parámetros hidrológicos e hidráulicos utilizados. Esto asegura que el diseño sea robusto y eficiente bajo las condiciones actuales.

Las obras hidráulicas diseñadas deben permitir que las corrientes hídricas provenientes de lluvias de corta duración y fuerte intensidad transiten sin mayores dificultades y sin causar daños. Un diseño adecuado debe asegurar que cumplan su vida útil prevista y funcionen eficientemente bajo condiciones residuales aceptables. Por ello, se han utilizado las curvas IDF, que reportan intensidades máximas para diferentes periodos

de retorno y tiempos de concentración. Finalmente, este análisis de confiabilidad pretende obtener resultados que disminuyan los errores en el diseño de las alcantarillas de alivio y cruce, mejorando así su desempeño y seguridad a lo largo de su vida útil.

1.2.ANTECEDENTES

El diseño de alcantarillas de alivio y cruce representa un aspecto crítico en la planificación de infraestructura vial, con implicaciones directas en la seguridad y eficiencia del transporte terrestre. Sin embargo, históricamente, se ha observado una preocupante falta de fiabilidad en estos diseños, atribuible en gran medida a la inherente variabilidad de los parámetros hidrológicos e hidráulicos.

La ausencia de un análisis específico de confiabilidad en este ámbito ha generado diseños que, en ocasiones, no logran adecuarse a las condiciones reales de operación. Esta discrepancia entre el diseño teórico y la práctica operativa ha resaltado la necesidad de implementar herramientas de evaluación más sofisticadas y rigurosas.

En este contexto, estudios similares a nivel internacional, nacional en Bolivia y local en Tarija han abordado la problemática del diseño de alcantarillas, destacando la relevancia de considerar la variabilidad de los parámetros hidrológicos e hidráulicos. Sin embargo, la mayoría de estos trabajos han carecido de un enfoque específico en el análisis de confiabilidad mediante el uso de software estadístico.

El presente estudio, tomando como base la literatura existente a nivel global y nacional, se propone llenar esta brecha de conocimiento, con el objetivo último de optimizar la confiabilidad y funcionalidad de las alcantarillas de alivio y cruce en el contexto específico de la infraestructura vial en la región de Tarija, Bolivia.

1.3.JUSTIFICACIÓN

1.3.1. JUSTIFICACIÓN ACADÉMICA

El análisis de confiabilidad en el diseño de alcantarillas de alivio y cruce en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija, tiene un fundamento académico robusto, ya que proporciona una comprensión detallada de la probabilidad de fallos y el tiempo promedio entre fallos de estas estructuras vitales. Este estudio se inserta en

la teoría y práctica de la Ingeniería Civil, específicamente en la gestión y diseño de infraestructuras viales. La confiabilidad estructural es un tema de interés académico que garantiza la sostenibilidad y funcionalidad de las obras civiles bajo diversas condiciones climáticas e hidráulicas.

El respaldo académico de este análisis radica en su capacidad para ofrecer datos precisos y verificables que informen y mejoren los diseños futuros. Al integrar principios de hidráulica, hidrología y gestión de infraestructuras, el estudio no solo contribuye al cuerpo de conocimientos teóricos, sino que también proporciona una base sólida para la formación de futuros ingenieros civiles. La precisión en el diseño de alcantarillas es crucial para evitar problemas como inundaciones o daños a la carretera, aspectos que este análisis aborda con rigor científico.

Además, la aplicación de un análisis de confiabilidad en el diseño de alcantarillas implica una metodología que puede ser replicada en otros proyectos de infraestructura, promoviendo un enfoque basado en datos y evidencia en el campo de la ingeniería. Esto asegura que los estudiantes y profesionales del área puedan aplicar estos conocimientos de manera práctica, mejorando así la calidad y durabilidad de las obras civiles.

1.3.2. Justificación sobre la aplicación técnica – práctica

El análisis de confiabilidad del diseño de alcantarillas es esencial para demostrar y analizar el grado de confiabilidad de estas estructuras críticas. Al diferenciar entre alcantarillas de alivio y cruce, este análisis considera el tiempo promedio entre fallos y la etapa de vida del sistema, influyendo en el tamaño y diseño de las alcantarillas, crucial para el control hidráulico en la entrada o salida. Además, su aplicación académica en ingeniería proporciona información valiosa para diseñar obras como presas y drenajes en proyectos viales. Esto optimiza costos y evita fallas, contribuyendo a la durabilidad y eficiencia de las infraestructuras viales. La versatilidad del análisis permite su implementación en diversas áreas de ingeniería, asegurando una aplicación práctica y técnica en el diseño y construcción de infraestructuras, promoviendo así prácticas sostenibles y eficientes en el ámbito de la ingeniería civil.

1.3.3. Justificación e importancia social

El análisis de confiabilidad del diseño de alcantarillas tiene un impacto significativo en la seguridad y economía de las comunidades. Al determinar la vida útil y confiabilidad del diseño, se garantiza la durabilidad de las obras viales, minimizando interrupciones y costos asociados a fallos. Además, optimiza los costos finales de las obras de drenaje, al evitar compras excesivas de materiales. Este enfoque también beneficia al medio ambiente al prevenir inundaciones y erosiones, promoviendo un desarrollo sostenible y la protección de propiedades privadas y entornos naturales. La implementación exitosa de este análisis mejora la calidad de vida de las comunidades al garantizar una infraestructura vial segura y duradera, facilitando la movilidad y el acceso a servicios.

1.4. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.4.1. Situación problemática

La situación problemática que enfrentamos se centra en la falta de aplicación y escasa información sobre el análisis de confiabilidad en el dimensionamiento de alcantarillas, tanto de alivio como de cruce, en la ingeniería civil. Esta carencia conlleva a la utilización de métodos de diseño poco confiables, generando resultados variables y poco consistentes. Además, la selección del diámetro adecuado de las alcantarillas se convierte en un desafío debido a la falta de criterios unificados, lo que puede influir significativamente en los costos y en la eficiencia de las obras.

Si no abordamos esta situación, podríamos enfrentarnos a obras de infraestructura vial ineficientes, vulnerables a fallos y con costos imprevistos. La falta de fiabilidad en el diseño de las alcantarillas puede provocar problemas de drenaje, inundaciones y deterioro prematuro de la infraestructura, afectando la seguridad vial y la calidad de vida de las comunidades.

Para abordar esta problemática, proponemos una investigación exhaustiva que integre conceptos de ingeniería civil y aplique el análisis de confiabilidad en el dimensionamiento de alcantarillas. Este estudio se centrará en la evaluación y comparación de diferentes métodos de diseño, considerando la variabilidad de los

resultados y su impacto en la eficiencia de las obras. Se desarrollarán criterios unificados para la selección del diámetro adecuado, garantizando la fiabilidad y la sostenibilidad de las infraestructuras viales.

1.4.2. Delimitación temporal y espacial

1.4.2.1. Delimitación temporal

La investigación se llevará a cabo durante los meses de febrero a junio de 2024, centrándose en el análisis de confiabilidad aplicado al dimensionamiento de alcantarillas de alivio y cruce en la zona específica del tramo Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija. Este estudio abarcará tanto los aspectos teóricos como prácticos de la ingeniería civil, así como la recolección de datos y la aplicación de métodos de análisis estadístico.

1.4.2.2. Delimitación espacial

La delimitación espacial de nuestro trabajo se concentra en el tramo específico de la carretera que abarca desde Puente Jarcas hasta Piedra Larga, ubicado en la región de Tarija. Esta área será el foco principal de nuestro análisis de confiabilidad aplicado al dimensionamiento de alcantarillas de alivio y cruce. Dentro de este tramo, se identificarán y evaluarán las alcantarillas existentes, así como los datos hidrológicos necesarios para el estudio.

Además, se considerarán las características geográficas y climáticas de la región, ya que estas pueden influir en el comportamiento hidráulico de las alcantarillas.

1.4.3. Problema

¿Podremos asegurar un diseño más efectivo en las obras de alcantarillado de alivio y cruce en carreteras mediante un análisis de confiabilidad, utilizando un software estadístico para evaluar la variabilidad de los datos hidrológicos e hidráulicos y su impacto en el dimensionamiento de las alcantarillas?

1.5.OBJETIVO DE LA INVESTIGACION

1.5.1. Objetivo general

Analizar la confiabilidad en el dimensionamiento de alcantarillas mediante software estadístico en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija, considerando la variabilidad en los parámetros hidrológicos e hidráulicos.

1.5.2. Objetivos específicos

- Recopilar y analizar los parámetros morfológicos específicos de la cuenca de estudio del tramo de carretera Puente Jarcas - Piedra Larga en Tarija, Bolivia, con el fin de entender su influencia en el diseño hidrológico e hidráulico de las alcantarillas de alivio y cruce.
- Realizar un análisis hidrológico detallado de la zona de estudio en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija, para determinar las características y comportamiento de los flujos de agua.
- Observar las alcantarillas existentes en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija, para recopilar datos específicos sobre sus diámetros, ubicación y cantidad, evaluando la zona en relación con el drenaje del área.
- Diseñar alcantarillas de acuerdo con el método racional modificado y el método de Talbot, utilizando los datos hidrológicos e hidráulicos obtenidos en el análisis previo, con el objetivo de desarrollar soluciones de drenaje eficientes y adecuadas para la infraestructura vial en la zona.
- Comparar el diseño propuesto de las alcantarillas con las estructuras de drenaje existentes en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija, con el propósito de analizar posibles variaciones en la cantidad o los diámetros de las alcantarillas en el nuevo diseño.
- Utilizar el análisis de confiabilidad para generar conclusiones y recomendaciones sobre el diseño de alcantarillas en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija.

1.6.HIPÓTESIS

La aplicación de un análisis de confiabilidad mediante un software estadístico para evaluar la variabilidad de los datos hidrológicos e hidráulicos en el diseño de alcantarillas en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija, resultará en diseños que mostrarán una mejora significativa respecto a las alcantarillas actuales, al ser más precisos y adaptables a las condiciones específicas de la zona.

1.7.VARIABLES

El estudio propuesto adopta un enfoque cuantitativo, caracterizado por la medición y el análisis estadístico de datos numéricos para investigar la relación entre variables. En este caso, la variable independiente consiste en el análisis de confiabilidad realizado mediante software estadístico. Por otro lado, las variables dependientes comprenden los parámetros hidráulicos y hidrológicos utilizados en el diseño de alcantarillas. Este enfoque cuantitativo permite una evaluación rigurosa de la confiabilidad de los diseños de alcantarillado en relación con factores hidráulicos e hidrológicos, lo que brinda una base sólida para la toma de decisiones en ingeniería civil.

1.7.1. Identificación de variables

- **Variable independiente**

- Parámetros de diseño hidráulicos y hidrológicos para alcantarillas.

- **Variable dependiente**

- Análisis de confiabilidad mediante software estadístico

- Dimensionamiento de alcantarillas de alivio y cruce

1.7.2. Definición operacional

Variable Independiente	Conceptualización	Dimensión	Indicador
Parámetros de diseño hidráulicos e hidrológicos	Características fundamentales que influyen en el diseño de estructuras hidráulicas y su interacción con el flujo del agua.	Caudal de Diseño	metro ³ /s
		Diámetro	metro
		Pendiente	Porcentual
		Rugosidad	Coefficiente de rugosidad de Manning (n)

Variable Dependiente	Conceptualización	Dimensión	Indicador
Análisis de confiabilidad mediante software estadístico	Es el proceso de evaluación de la variabilidad de los datos hidrológicos e hidráulicos para el diseño de alcantarillas, comparando los resultados obtenidos con diseños existentes.	Análisis estadístico de datos hidrológicos e hidráulicos	Variabilidad de los datos
Dimensionamiento de alcantarillas de alivio y cruce	Proceso de diseño para determinar tamaño y capacidad de alcantarillas en infraestructura vial.	Tamaño	Diámetro, ancho o alto
		Caudal de diseño	metro ³ /s
		Pendiente	Porcentual
		Rugosidad	Coefficiente de rugosidad de Manning (n)

1.8. ALCANCE DEL ESTUDIO DE APLICACIÓN

El alcance del trabajo se enfocará en realizar un análisis exhaustivo de las alcantarillas de alivio y cruce en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija. Se justificará la relevancia de este estudio y se establecerán objetivos generales y

específicos. Se abordará la problemática identificada y se planteará una hipótesis para su verificación, además de definir las variables pertinentes.

Se llevará a cabo una revisión teórica detallada sobre drenaje, centrada específicamente en alcantarillas de alivio y cruce. Se profundizará en los elementos relevantes para una comprensión adecuada del tema, utilizando fuentes bibliográficas pertinentes.

En la parte práctica, se describirá la ubicación geográfica del área de estudio y se determinarán los parámetros morfológicos de la cuenca de estudio. Se emplearán métodos como el método racional modificado y el método de Talbot para el diseño de las alcantarillas. Los datos para el análisis en el software IBM SPSS Statistics incluirán el área de drenaje, el caudal de diseño, diámetro y velocidad obtenidos mediante estos métodos.

Se utilizará el software IBM SPSS Statistics para analizar los datos recopilados, evaluando la normalidad, correlación y realizando las regresiones pertinentes. Se calcularán parámetros hidrológicos, incluyendo la intensidad máxima de lluvia y el caudal de diseño, para asegurar la robustez de los diseños propuestos.

Finalmente, se realizará un análisis de confiabilidad de los diseños propuestos y se elaborarán conclusiones y recomendaciones basadas en los resultados obtenidos en relación con los objetivos planteados.

CAPÍTULO II
ESTADO DE CONOCIMIENTO

CAPÍTULO II

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1.MARCO CONCEPTUAL

El diseño hidráulico de Alcantarilla Vial busca determinar y analizar las diferentes alternativas que se presentan en la ubicación adecuada de una Alcantarilla Vial y el mejor escurrimiento de esta. Así es necesario estudiar los siguientes principios y bases Teóricas.

2.1.1. PRINCIPIOS DE MECÁNICA DE FLUIDOS

2.1.1.1. Tipos de flujo

2.1.1.1.1. Movimiento permanente

En una sección determinada, no presenta variaciones de sus características hidráulicas con respecto al tiempo. Es decir, que en una sección dada el gasto, presión, velocidad, etc. permanecen constantes a lo largo del tiempo (Rocha Felices, 2007).

De acuerdo con (Chow v. T., 2004), El flujo en un canal abierto es permanente si la profundidad del flujo no cambia o puede suponerse constante el intervalo de tiempo en consideración.

2.1.1.1.2. Movimiento uniforme

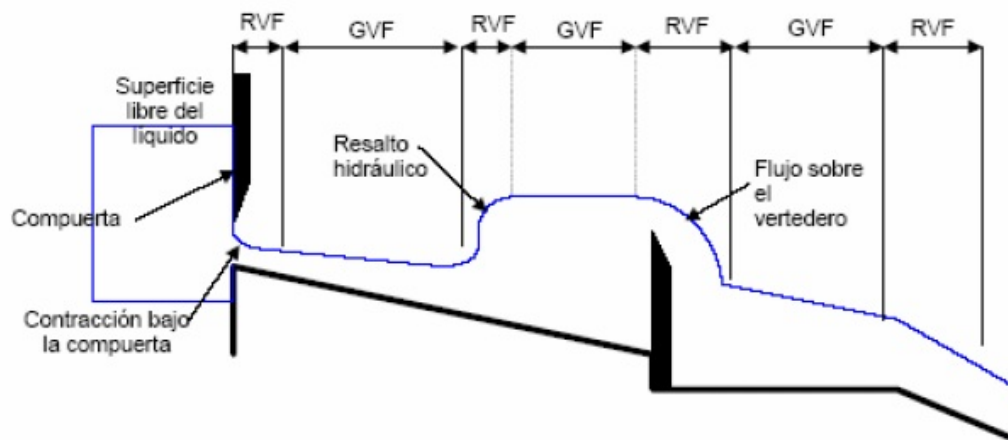
Un tramo de canal o tubería tiene movimiento uniforme cuando las características hidráulicas son las mismas, es decir, son constantes para cualquier sección de dicho tramo (Rocha Felices, 2007)

De acuerdo con (Chow v. T., 2004), Se dice que el flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad de flujo es la misma en cada sección del canal.

2.1.1.1.3. Movimiento gradualmente variado

Se llama movimiento gradualmente variado a aquel en el que la variación de las características hidráulicas se produce suavemente, lentamente a lo largo de una gran longitud (Rocha Felices, 2007).

Figura 2.1. Flujos permanentemente variados



Fuente: <https://www.cuevadelcivil.com/2011/02/flujo-uniforme-y-flujo-variado.html>

2.1.1.1.4. Movimiento rápidamente variado

Si la variación se produce en una pequeña longitud se dice que el movimiento es rápidamente variado (Rocha Felices, 2007).

De acuerdo con (Chow v. T., 2004), El flujo es rápidamente variado si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas.

De los conceptos anteriores señalamos que la no uniformidad es la variación del régimen de corriente con respecto al espacio y que la variabilidad es el cambio del régimen de corriente con respecto al tiempo.

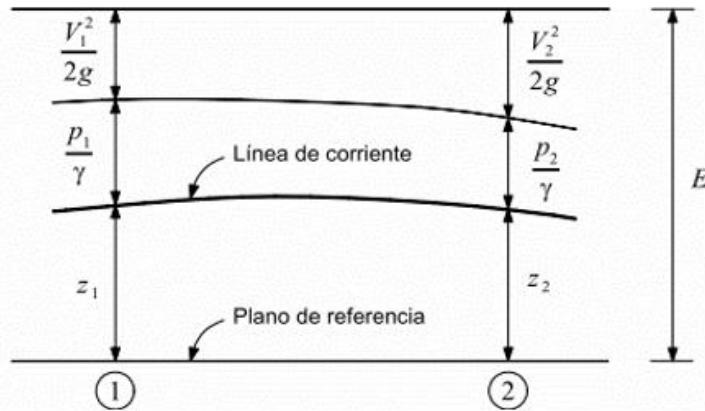
2.1.1.1.5. Ecuación de continuidad

La ley de conservación de la materia exige que la cantidad de fluido que pasa por cada sección en la unidad de tiempo sea constante, por tanto, en flujo incompresible la densidad es constante y la ecuación de continuidad se expresa:

$$A1 * V1 = A2 * V2 = Q$$

El teorema de Bernoulli significa que para una línea de corriente la suma de la energía cinética y la potencial es constante (Rocha Felices, 2007)

Figura 2.2. Teorema de Bernoulli



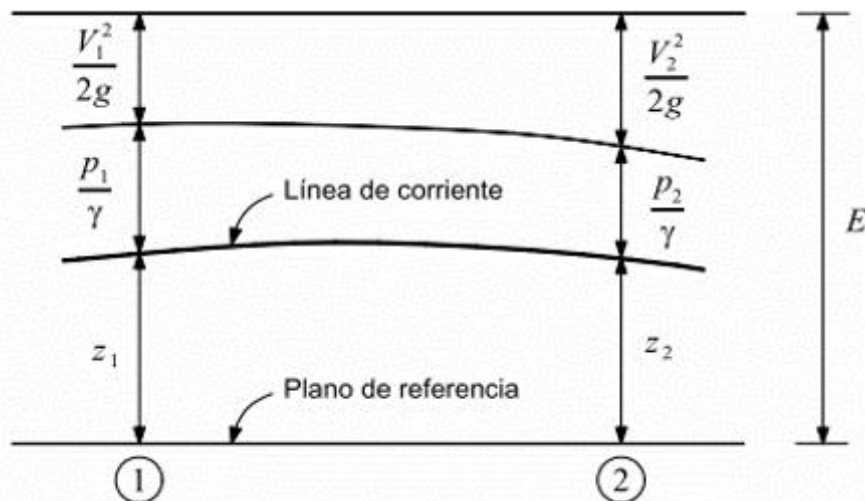
Fuente: Rocha Felices, 2007.

$$\frac{V_1^2}{2g} = \text{Energía de velocidad o energía cinética}$$

 $Z_1 = \text{Elevación}$

$$\frac{P_1}{\gamma} = \text{Altura de Presión}$$

Figura 2.3. Flujo en canales abiertos



Fuente: Rocha Felices, 2007.

Sin embargo, la ecuación no es válida si el caudal de un flujo permanente como en la figura 3 no es uniforme. Refiriéndose a flujos permanentes espacialmente variado, este tipo de flujos se presenta en cunetas, canales de riego.

Así entonces podemos definir que para una alcantarilla vial se asumirá un flujo permanente gradualmente variado a lo largo de la alcantarilla y tanto en la entrada como en la salida un flujo permanente rápidamente variado. Este último se conoce como fenómeno local; algunos ejemplos son el resalto y la caída hidráulicos.

2.1.1.2.Estado de flujo

2.1.1.2.1. Efecto de la viscosidad

El flujo puede ser laminar turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia (Chow, 2004).

El efecto de la mayor o menor viscosidad del fluido sobre las condiciones del escurrimiento se expresa por el parámetro adimensional denominado número de Reynolds.

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

Donde:

D = Diámetro de tubería

V = velocidad media del escurrimiento

ν = viscosidad cinemática que es igual a la relación que existe entre la viscosidad dinámica o absoluta (μ) y la densidad del fluido (ρ).

El número de Reynolds representa la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas. Se dice que el flujo es laminar cuando las fuerzas viscosas son más fuertes que las de inercia. Caso contrario el flujo se denomina turbulento (Rocha Felices, 2007).

2.1.1.2.2. Efecto de la gravedad

El efecto de gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación está dada por el número de Froude (Chow v. T., 2004)

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Donde:

V = velocidad media del escurrimiento

g = Aceleración de la gravedad

y = Tirante Hidráulico (Longitud característica)

- **Flujo Crítico**

$$V = \sqrt{gY}$$

Un flujo en estado crítico o cerca de él es estado inestable. Esto se debe a que un pequeño cambio de energía específica en estado crítico o cerca de él, producirá un cambio grande en la profundidad.

- **Flujo Subcrítico**

$$V < \sqrt{gY}$$

En este estado el papel jugado por las fuerzas de gravedad es más pronunciado; entonces el flujo tiene baja velocidad y se describe a menudo como tranquilo y lento.

- **Flujo Supercrítico**

$$V > \sqrt{gY}$$

En este estado las fuerzas de inercia se hacen dominantes; entonces el flujo tiene una gran velocidad y se describe normalmente como rápido, ultrarrápido y torrencioso.

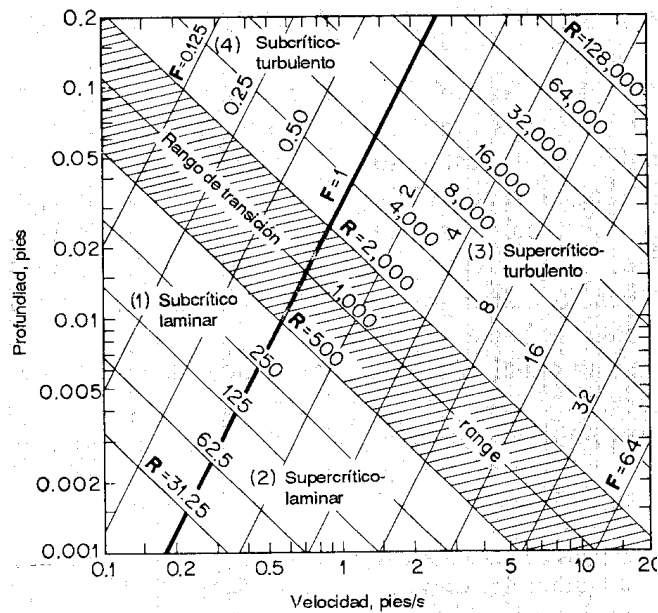
Estos parámetros nos servirán en el diseño hidráulico de la alcantarilla para definir las dimensiones de la variable dependiente.

2.1.1.3. Regímenes de flujo

Existen cuatro regímenes de flujo que surge de la combinación de los efectos de viscosidad y gravedad, como se muestra en la figura 5, en el diseño de canales abiertos, debido a que el flujo es generalmente turbulento es más frecuente los flujos subcrítico-turbulento y supercrítico-turbulento (Chow v. T., 2004).

Se menciona entonces que debido a que estos regímenes surgen de la combinación de los efectos de viscosidad y gravedad, están directamente

Figura 2.4. Relación profundidad velocidad para regímenes de flujo



Fuente: Ven te Chow, 2004.

2.1.2. Estudios hidrológicos

La hidrología es utilizada en ingeniería principalmente en relación con el diseño y ejecución de estructuras hidráulicas. ¿Qué caudales máximos pueden esperarse en un vertedero, en una alcantarilla de carretera o en un sistema de drenaje urbano? (Linsley, 1977).

Siendo así el ciclo hidrológico un acontecimiento importante para el diseño de sistemas de drenaje vial, ya que de estos nos importan: La Precipitación y el Escurrimiento.

En el análisis hidrológico para una estructura de drenaje, se reconocen muchos factores variables que afectan para determinar el caudal de diseño, Son las variables de precipitación, tamaño, forma, orientación del área de drenaje, cubierta de tierra, tipo de suelo, pendientes del terreno (Chow v. T., 2000).

La información hidrológica y meteorológica es proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), entidad que es el ente rector de las actividades hidrometeorológicas en el País, Se debe mencionar que la determinación y estimación de caudales máximos y máximas avenidas está basado en el análisis de los datos hidrológicos por modelos probabilísticos, inferencias y predicciones propias de la estadística inferencial.

El registró y estudio de las máximas avenidas anuales permite determinar, bajo ciertos supuestos, la probabilidad de ocurrencia de las avenidas de una cierta magnitud. Se debe de tener en cuenta que, las avenidas son fenómenos originados por el carácter aleatorio de las descargas de los ríos. La ocurrencia de crecidas de los ríos se describe en términos probabilísticas. Es decir, que cada avenida va asociada una probabilidad de ocurrencia.

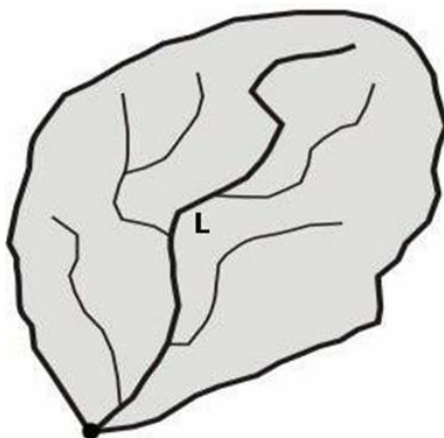
Dado que el país tiene limitaciones en la disponibilidad de datos ya sea hidrométricos como pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, generalmente se utilizan métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño.

Así entonces existen varios métodos hidrológicos para el cálculo del escurrimiento superficial, para diseñar una estructura de drenaje, uno de los primeros pasos consiste en estimar el volumen de agua que llegara a ella en un determinado instante. A dicho volumen de agua se le denomina descarga de diseño o caudales de diseño, y su determinación debe realizarse con el mayor grado de precisión, esto con la manera de determinar el tamaño de la estructura requerida y evacuar el agua de escurrimiento sin que ocurran daños a la carretera.

2.1.2.1. Parámetros Morfológicos De La Cuenca Hidrográfica

Para establecer estos parámetros primero debemos definir que es una cuenca hidrográfica, así de acuerdo a la cuenca de drenaje de una corriente, es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido (Villon Bejar, 2002).

Figura 2.5. Delimitación de una cuenca y sus parámetros



Fuente: (Villon Bejar, 2002).

Para la delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel, siguiendo las líneas del *divortium acuarum* (parteaguas), siendo esta una línea imaginaria, que divide las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, y para cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo (Villon Bejar, 2002).

Los parámetros geomorfológicos de las diferentes cuencas proporcionan las características de funcionamiento en la evaluación de las aguas que provienen de las lluvias. Los parámetros necesarios que se utilizaron fueron los siguientes:

- Área y Perímetro de la Cuenca
- Índice de Compacidad

- Rectángulo Equivalente
- Índice de Pendiente
- Pendiente de la Cuenca
- Pendiente de Cauce
- Densidad de Drenaje
- Factor de Forma
- Factor de Circularidad de Miller
- Alejamiento Medio
- Razón de elongación

2.1.2.1.1. Área y perímetro de la cuenca

Las áreas y los perímetros de las cuencas fueron determinadas de una imagen satelital (Google) y verificadas con la carta geográfica del IGM de la zona a escala de 1:50000, cuyos valores se presentan en la tabla 10

2.1.2.1.2. Índice de compacidad o índice de gravelius

Este Índice expresa la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro equivalente de una circunferencia que tiene la misma área de la cuenca y está definida por la siguiente relación.

$$K = 0.28 \frac{P_c}{\sqrt{A_c}}$$

Donde:

K = Índice de la Cuenca

P_c = Perímetro de la Cuenca

A_c = Área de la Cuenca

Los resultados de los valores encontrados para cada cuenca se presentan en la tabla 10

Cuando más irregular sea la cuenca, mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular tendrá un coeficiente de compacidad mínimo, igual a 1.

2.1.2.1.3. Rectángulo equivalente

El Rectángulo Equivalente es una transformación geométrica que permite representar a la cuenca de su forma heterogénea a la forma de un rectángulo que tiene una misma área y perímetro, como también el mismo índice de compacidad, distribución de alturas y distribución de la cobertura vegetal. En este rectángulo las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curva de nivel.

Los lados del rectángulo equivalente se calcularon con las siguientes fórmulas:

$$L = \frac{K\sqrt{A_c}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$$

$$l = \frac{K\sqrt{A_c}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$$

Dónde:

L = Longitud del lado mayor del rectángulo.

l = Longitud del lado Menor del Rectángulo.

K = Índice de Compacidad.

Ac = Área de la Cuenca.

Mediante ambas fórmulas se obtuvieron las longitudes del rectángulo.

2.1.2.1.4. Pendiente de la cuenca

La pendiente de una cuenca es un parámetro muy importante, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores que

controlan el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje y tiene una importancia directa en relación con la magnitud de las crecidas.

En el proyecto se calculó la pendiente de la cuenca a través de la pendiente media del rectángulo equivalente, cuya expresión es la siguiente:

$$S = \frac{H}{L}$$

Donde:

S = Pendiente de la Cuenca

H = Desnivel total (Cota en la parte más alta – Cota en la Estación de aforo)

L = Lado mayor del rectángulo equivalente (Km.)

2.1.2.1.5. Factor de forma

Fue definido por Horton, como el cociente entre la superficie de la cuenca y el cuadrado de su longitud (Una cuenca con un factor de forma bajo esta menos sujeta a crecidas que una de misma área y mayor factor de forma).

$$K_f = \frac{A}{L_i^2}$$

Donde:

Kf = Factor de forma

A = Área de la cuenca (km²)

Li = Recorrido principal de la cuenca (Km.)

2.1.2.1.6. Densidad de drenaje

Es un parámetro relativa a la red hidrográfica, fue definido por Horton, definió la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total de los canales de flujo pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca:

$$D = \frac{\sum L_i}{A}$$

Donde:

D = Densidad de drenaje (km-1)

L_i = Suma de las longitudes de los cursos que se integran en la cuenca (Km).

A = Superficie de la cuenca (Km².)

Este parámetro es, en cierto modo, un reflejo de dinámica de la cuenca, de la estabilidad de la red hidrográfica y del tipo de escorrentía de superficie, así como de la respuesta de la cuenca a una precipitación. Esta respuesta condiciona la forma del hidrograma resultante en el desagüe de la cuenca. A mayor densidad de drenaje, más dominante es el flujo en el cauce frente al flujo en ladera, lo que se traduce en un menor tiempo de respuesta de la cuenca y, por tanto, un menor tiempo al pico del hidrograma.

2.1.2.1.7. Factor de circularidad de Miller

Es un parámetro que compara el área de la cuenca con el área de un círculo cuya circunferencia es igual al perímetro de la cuenca, es decir lo contrario al índice de Gravelius.

$$R_c = \frac{4\pi A}{P^2}$$

Donde:

R_c = Factor de circularidad

P = Perímetro de la cuenca (Km).

A = Superficie de la cuenca (Km².)

2.1.2.1.8. Razón de elongación

Esta variable, introducida por Schumm, relaciona el diámetro del círculo asociado con la longitud de la cuenca.

$$R_e = \frac{1.129\sqrt{A}}{L}$$

Donde:

Re = Razón de elongación es adimensional

L = Longitud de la cuenca (Km).

A = Superficie de la cuenca (Km².)

Se deduce que, para valores de Rc inferiores a 1 implicará formas alargadas, y cuanto menor sea Rc más alargada será la forma de la cuenca.

2.1.2.1.9. Alejamiento medio

Relaciona el recorrido de los cauces colectores del drenaje en el interior de la cuenca

$$A_j = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

Donde:

Aj = Alejamiento Medio es adimensional

L = Longitud de la cuenca (Km).

A = Superficie de la cuenca (Km².)

2.1.2.2. Pendiente del cauce

El conocimiento de la pendiente del cauce principal de la cuenca, es un parámetro importante en el estudio del comportamiento del recurso Hídrico; como, por ejemplo, la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones.

En general la pendiente de un tramo de un cauce de un río, se puede considerar como el cociente que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo.

Existen varios métodos para obtener la pendiente de un cauce, en el Proyecto se utilizará el Método de Taylor y Schwars.

Este método considera que un río está formado por “n” tramos de diferentes longitudes, cada uno de ellos con una pendiente uniforme.

La ecuación de Taylor y Schwars es la siguiente:

$$S = \left(\frac{\sum_i^n L_i}{\sum_i^n \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}} \right)^2$$

Dónde:

S = Pendiente media del cauce.

L_i = Longitud del tramo i.

S_i = Pendiente del tramo i.

2.1.2.3. Metodología del estudio hidrológico y de drenaje

La base del estudio se considera la evaluación de las variables hidrológicas que se puede obtener de la zona, a partir del cual se propone el sistema de drenaje, para lo cual se realizaron las siguientes tareas:

- Análisis de la información hidrológica existente.
- Evaluación de las precipitaciones extremas, estimación de caudales de los cursos.

Se realizó el estudio hidrológico de las cuencas y los cursos de agua que cruzan la carretera, partiendo del estudio pluviométrico de las estaciones señaladas.

Para la primera fase del estudio, se consideró necesario el realizar una evaluación pluviométrica de estas estaciones representativas de la zona a partir de las precipitaciones máximas diarias.

La estimación de dichos caudales se realiza mediante un análisis de frecuencia de la información muestral, en este caso el registro de las estaciones Yesera Norte y Junacas,

ajustando a una distribución de probabilidad a las precipitaciones máximas anuales de duración 24 horas.

Una vez definida una distribución de diseño, junto a la definición de periodos de retorno, es posible obtener caudales de diseño para el pre-dimensionamiento de atraviesos.

2.1.2.3.1. Periodo de retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada T años, se le denomina Período de Retorno T.

Las bibliografías recomiendan calcular los caudales para los periodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años, estos son los valores estándar).

El periodo de retomo de un evento con una magnitud dada puede definirse como el intervalo de recurrencia promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud especificada (Chow v. T., 2000).

2.1.2.3.2. Determinación de tormenta de diseño

Define la tormenta como un conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características bien definidas, así una tormenta puede durar de unos pocos minutos a varias horas (Villon Bejar, 2002).

Así mismo el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje define lo define de la siguiente manera como una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

Teniendo como elementos fundamentales para el análisis de tormentas, La intensidad, Duración y Frecuencia.

La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia

$$I = \frac{K * T}{T_c}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio T = período de retorno en años

t_c = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

2.1.2.3.3. Tiempo de concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca.

Se tiene varias ecuaciones para determinar el tiempo de concentración mismas que se pueden encontrar en el Manual De Hidrología, Hidráulica Y Drenaje del Ministerio de transporte y comunicaciones. Aquí se presentan las más usuales:

- Ecuación de Kirpich (1940)

$$T_c = 0.01947 * \left(\frac{L_c}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$$

- Ecuación de Temez

$$T_c = 18 * \left(\frac{L_c}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$$

- Ecuación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército EE. UU - USACE:

$$T_c = 16.8 * \left(\frac{L_c}{10^3 * S^{0.25}}\right)^{0.76}$$

- Ecuación de Ven Te Chow:

$$T_c = 16.38 * \left(\frac{L_c}{10^3 * S^{0.5}} \right)^{0.64}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (min)

L_c = Longitud del cauce (Km)

S = Pendiente promedio del cauce (m/m)

2.1.2.3.4. Estimación de caudal máximo

Los caudales máximos se estiman para diseñar, sistemas de drenaje, alcantarillas. La magnitud del caudal de diseño es función directa del periodo de retorno, que depende de la importancia de la obra y su vida útil (Villon Bejar, 2002).

Existen Varios métodos para la estimación del caudal de diseño; como son: Método Racional, Método De La Curva Métodos Estadísticos, Métodos Hidrológicos. Siendo que estudiaremos el diseño hidráulico de alcantarillas viales y estas a su vez tienen como objetivo principal evacuar las aguas que se interceptan con la carretera de cauces menores. Se usará el método racional por ser aplicables a cuencas menores a 10 km.

Así mismo se debe tener en cuenta que en nuestro país no siempre se cuenta con datos de aforo y hay baja calidad en la información debido a esto es mencionado que, Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q .

2.1.2.3.5. Método racional

Estima el caudal máximo a partir de la precipitación, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente c (coeficiente de Escorrentía), estimado sobre la base de las características de la cuenca. Usado para cuencas de área de aporte menor a 10 Km².

De acuerdo con (Villon Bejar, 2002), El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a 1300 has o 13 km.

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Donde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³/s)

C. Coeficiente de Escorrentía.

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

A: Área de la cuenca (Km²)

La división entre la constante 3.6 es para obtener el resultado en m³/s pues el área está en Km² y la intensidad en mm/h.

Una de las hipótesis que toma en cuenta el método racional, de acuerdo con el autor (Villon Bejar, 2002), es que supone que la lluvia tendrá la suficiente duración para permitir la llegada simultanea del agua sobre toda la superficie de la cuenca a la boca de la estructura de drenaje o al punto de aforo de la cuenca. Ese tiempo que lleva toda la duración se le denomina tiempo de concentración.

2.1.2.3.6. Método de Talbot

El método empírico de Talbot es una técnica utilizada para el diseño de alcantarillas, especialmente en situaciones donde se requiere un diseño simple y rápido. Desarrollado por el ingeniero norteamericano Arthur Newell Talbot, este método proporciona una fórmula práctica para determinar el tamaño necesario de una alcantarilla basándose en el área de la cuenca de captación y las características del terreno. Este enfoque es particularmente útil en regiones rurales y en proyectos donde la rapidez y la simplicidad del diseño son esenciales. Según Casanova (2015), el método empírico de Talbot sigue siendo una herramienta valiosa en la ingeniería de drenaje debido a su accesibilidad y facilidad de uso en comparación con otros métodos más complejos.

2.1.2.3.6.1. Fundamentos del método de Talbot

El método de Talbot se basa en una fórmula empírica que relaciona el diámetro de la alcantarilla con el área de la cuenca de drenaje. La fórmula general es:

$$A = 0.183 * C * H^{0.75}$$

Donde:

A: Es el diámetro de la alcantarilla en metros.

C: Es un coeficiente que depende de las condiciones locales y la intensidad de la precipitación.

H: Es el área de la cuenca de drenaje en hectáreas.

Fernández (2010) señala que la simplicidad de esta fórmula permite su aplicación rápida y eficiente en campo, facilitando el diseño preliminar de estructuras de drenaje (Fernández, Gestión y Diseño de Sistemas de Drenaje, 2010).

2.1.2.3.6.2. Aplicación del método de Talbot

Para aplicar el método de Talbot, se siguen los siguientes pasos: primero, se determina el área de la cuenca de drenaje. Este cálculo puede hacerse mediante mapas topográficos o técnicas de levantamiento geográfico, y se mide en acres o hectáreas.

La selección del coeficiente C es crucial y debe basarse en estudios hidrológicos específicos de la región para reflejar las condiciones locales de precipitación y terreno.

2.1.2.3.6.3. Ventajas y limitaciones del método de Talbot

El método empírico de Talbot presenta varias ventajas y limitaciones. Entre las ventajas, se destacan su simplicidad y rapidez, ya que permite obtener resultados rápidos sin necesidad de datos complejos ni cálculos extensivos. Esta practicidad lo hace adecuado para proyectos de menor envergadura o en áreas rurales con menor densidad de infraestructuras. Sin embargo, entre sus limitaciones se encuentra la precisión, ya que al ser un método empírico puede no ser tan preciso como otros métodos más detallados, especialmente en áreas con condiciones hidrológicas complejas. (Casanova, 2015) señala que, aunque útil, el método de Talbot debe complementarse con otros análisis para asegurar un diseño robusto.

2.1.2.3.6.4. Ventajas del método de Talbot

La simplicidad y rapidez del método de Talbot son sus mayores ventajas. Este método permite a los ingenieros obtener una estimación rápida del tamaño necesario de una

alcantarilla sin necesidad de realizar cálculos extensivos o recopilar datos complejos. Esta facilidad de uso lo hace especialmente útil en situaciones de emergencia o en proyectos de menor escala donde se requiere una solución rápida. Según Fernández (2010), la accesibilidad del método de Talbot es una de sus principales fortalezas, ya que permite su aplicación incluso en contextos donde los recursos y el tiempo son limitados (Fernández, Gestión y Diseño de Sistemas de Drenaje., 2010).

2.1.2.3.6.5. Limitaciones del método de Talbot

A pesar de sus ventajas, el método de Talbot también presenta limitaciones significativas. Al ser un método empírico, puede no ser tan preciso como otros métodos más detallados, especialmente en áreas con condiciones hidrológicas complejas. Además, los coeficientes y exponentes utilizados pueden variar significativamente dependiendo de las condiciones locales, lo que puede afectar la confiabilidad del diseño.

Se destaca que el método de Talbot debe utilizarse con precaución y, cuando sea necesario, complementarse con métodos más detallados para asegurar la efectividad y durabilidad de las estructuras de drenaje (Ramírez, Ingeniería de Drenaje y Alcantarillado., Editorial Académica Española).

2.1.2.3.6.6. Comparación con otros métodos

En comparación con el método racional y otros métodos hidrológicos más detallados, el método de Talbot es menos preciso, pero más fácil y rápido de usar. Mientras que el método racional requiere una evaluación más detallada de las características de la cuenca y las condiciones de lluvia, el método de Talbot proporciona una solución rápida basándose en parámetros empíricos. Casanova menciona que, aunque menos detallado, el método de Talbot puede ser una herramienta valiosa en el arsenal de un ingeniero, especialmente para el diseño preliminar y en situaciones donde la rapidez es crucial (Casanova, 2015).

El método empírico de Talbot es una herramienta útil para el diseño rápido y práctico de alcantarillas, especialmente en proyectos de menor escala o en áreas rurales. Sin

embargo, es importante considerar sus limitaciones y, cuando sea necesario, complementarlo con métodos más precisos para asegurar la efectividad y durabilidad de las estructuras de drenaje, aunque el método de Talbot es valioso para el diseño preliminar, debe ser utilizado en conjunto con otros métodos y análisis para garantizar un diseño robusto y confiable (González, 2012).

2.1.2.3.6.7. Descoles: corrientes naturales, pocetas o cajas colectoras

Las zanjas localizadas en el pie de los taludes descolan sus aguas a las corrientes que cruzan bajo la vía mediante alcantarillas, siguiendo las mismas recomendaciones dadas para el descole de cunetas.

Por su parte, las zanjas de coronación o contra cunetas deben entregar en las corrientes naturales aguas arriba de su cruce bajo la vía. Dado que la pendiente topográfica se incrementa desde el borde alto del talud hacia las quebradas, es necesario proveer un mayor desarrollo horizontal a la zanja para conservar pendientes que no excedan las velocidades permisibles, o emplear estructuras tipo rápida.

Cuando no es factible la entrega de la zanja de coronación en una corriente natural, las aguas captadas se deben bajar directamente a la vía mediante una rápida sobre el talud, ya sea lisa o escalonada, la cual debe entregar a una poceta o caja colectora con salida mediante alcantarilla bajo la vía.

2.1.3. Diseño de alcantarillas

El diseño de alcantarillas según autores especializados en hidráulica y obras de drenaje consiste en el proceso de determinar las dimensiones y características estructurales necesarias para garantizar un flujo adecuado del agua, minimizando riesgos de inundaciones y daños en la infraestructura (Chow V. T., 1988).

Chow describe el diseño de alcantarillas como el proceso de cálculo y estructuración de conductos que permiten el paso de agua bajo una carretera, ferrocarril, canal u otra obstrucción, asegurando que el flujo sea manejado eficientemente, evitando la erosión y el daño a las estructuras circundantes.

2.1.3.1. Criterios de diseño

El diseño de las obras hidráulicas se realiza considerando los criterios, fundamentos teóricos y conceptos de ingeniería vial e hidráulica universalmente conocidos y valorados por su frecuente aplicación.

2.1.3.1.1. Periodo de retorno

El periodo de retorno es uno de los parámetros más importantes dentro del diseño de drenaje, su correcta elección o determinación contribuye de manera directa en el funcionamiento adecuado de las obras a proyectarse.

Los periodos de retorno elegidos son:

Tabla 2.1: Periodos de retorno

Tipo de obra	Periodo de retorno T (años)
Drenaje de plataforma	5
Alcantarilla Menor	25
Alcantarilla Mayor	50
Puentes	100

Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

2.1.3.1.2. Caudales de diseño

De acuerdo con los diferentes periodos de retorno elegidos, se determinarán los caudales de diseño con los procedimientos descritos en el Estudio Hidrológico, estos caudales son los usados para el dimensionamiento de las obras.

Una alcantarilla es un conducto relativamente corto a través del cual se cruza el agua bajo la vía de un costado a otro. Incluye, por lo tanto, conductos con cualquier sección geométrica: circulares y alcantarillas de cajón principalmente.

El diseño de la alcantarilla consiste en determinar el diámetro más económico que permita pasar el caudal de diseño sin exceder la carga máxima a la entrada (H_w)

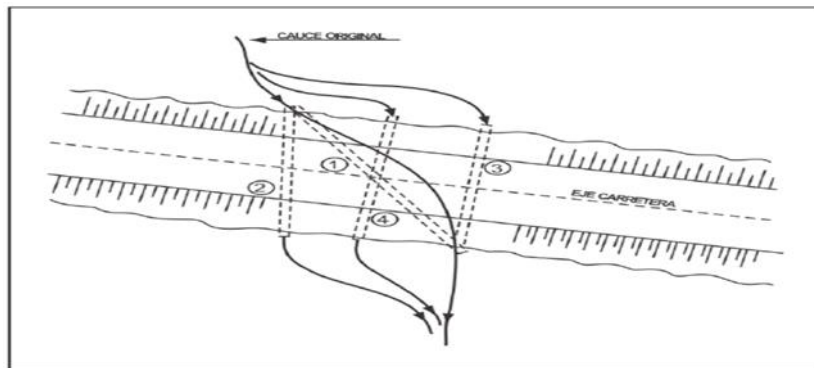
atendiendo también criterios de arrastre de sedimentos y de facilidad de mantenimiento.

2.1.3.1.3. Localización

Las alcantarillas están compuestas por las estructuras de entrada y salida, el conducto o tubería de cruce propiamente dicho y las obras complementarias de encoles y descoles que conducen el agua hacia o desde la alcantarilla, respectivamente.

Se proyectan en los cruces de corrientes, para desaguar pocetas o cajas colectoras de cunetas, filtros o zanjas de coronación, en los puntos bajos cuando el drenaje confluye hacia la vía y en los terraplenes proyectados en planicies inundables para permitir el paso de las aguas, evitando que el terraplén actúe como dique.

Figura 2.6. Alternativas para localización en llanta de alcantarillas



Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Con respecto al eje de la vía, las alcantarillas pueden ser preferiblemente normales, aunque pueden presentar un ángulo de sesgo o esviaje cuando se trata de cruces de corrientes en los cuales se conserva la dirección del drenaje natural o corriente (ver Figura). En los casos en que no se puede mantener el patrón de drenaje natural o resulte muy larga la estructura, es necesario proyectar la alcantarilla normal al eje de la vía o con un menor sesgo y construir las obras adicionales necesarias, tales como canales, que aseguren la entrega y la continuidad de la corriente interceptada por la vía.

En cuanto a su alineamiento vertical, en general las alcantarillas deben conservar la pendiente de la corriente o del terreno natural, pero si ésta es muy fuerte, se podrá disminuir siguiendo los criterios expresados, considerando nuevamente las obras necesarias en la salida para asegurar la continuidad y la entrega adecuada de las aguas. Asimismo, las alcantarillas se deben proyectar con una pendiente mínima que garantice su auto limpieza.

2.1.3.2. Alcantarillas

Uno de los criterios básicos para el diseño de alcantarillas se basa en que el paso de agua no debe provocar una acumulación excesiva (curva de remanso de agua) o determinar excesiva velocidad de la corriente que podría así erosionar la salida de la obra, poniendo en peligro a la misma y a su vez la integridad del pavimento de la vía en estudio

Se tienen dos tipos de escurrimiento en las alcantarillas: el primero, con control en la entrada; el segundo, con control a la salida.

El control en la entrada requiere que sean precisados algunos factores: área de entrada y el remanso que se produce. En el control de salida: la altura del tirante de agua, la pendiente, el coeficiente de rugosidad y las dimensiones transversales y longitudinales de la alcantarilla. En ambos casos se presentan diferentes condiciones tanto a la entrada como al interior de la alcantarilla.

Condiciones en la Entrada a la alcantarilla transversal: Indicando con H_w el nivel de aguas a la entrada de la alcantarilla, y con H o D la altura del tubo o entrada de la misma se observan dos situaciones posibles: Se da el caso de entrada libre, cuando será $H_w < 1,2 H$, y el caso de entrada sumergida, cuando se tiene que: $H_w > 1,2 H$.

Condiciones de la corriente en el interior de la alcantarilla: El flujo que ocurre al interior de la alcantarilla puede ser estudiado a capacidad plena o parcial. Las condiciones que se determinan en la sección transversal de la alcantarilla corresponden a cinco diferentes situaciones, en función de los valores que asumen:

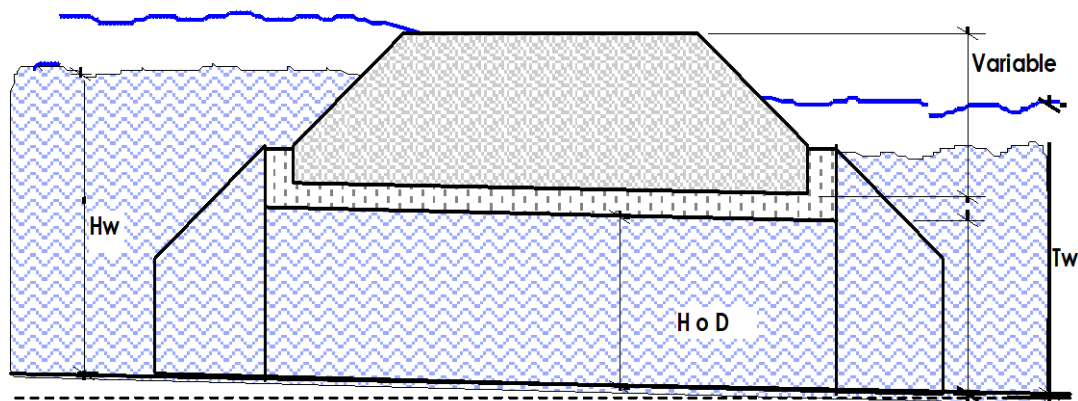
- H_w (altura de la corriente a la entrada de la obra); h_{crit} (altura crítica en la entrada); H o D (altura de la alcantarilla o su diámetro); T_w (altura de aguas a la salida de la obra).

Al mismo tiempo se debe analizar las condiciones de la pendiente de la obra de drenaje i , en función de la pendiente crítica i_c , para determinar el tipo de remanso ocurrido en el flujo a ser estudiado. ($i < i_c$; / $i = i_c$ / $i > i_c$).

Los aspectos antes descritos son ilustrados gráficos presentados a continuación:

- Para cualquier pendiente de la alcantarilla i y para $H_w \gg 1.2 D$ y también resulta $T_w > D$.

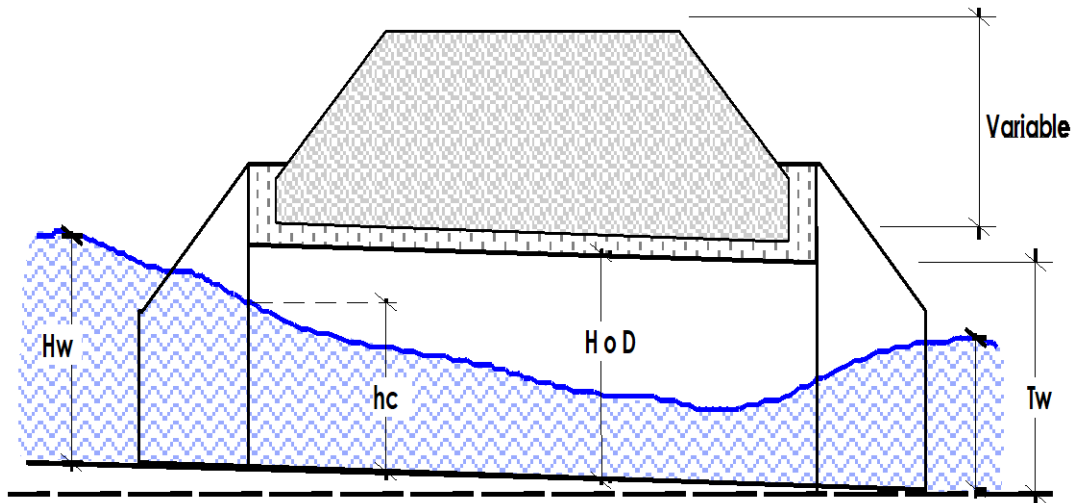
Figura 2.7. Ilustración 1 flujo en alcantarilla



Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Para $i > i_c$ y $H_w < 1,2 D$ o H

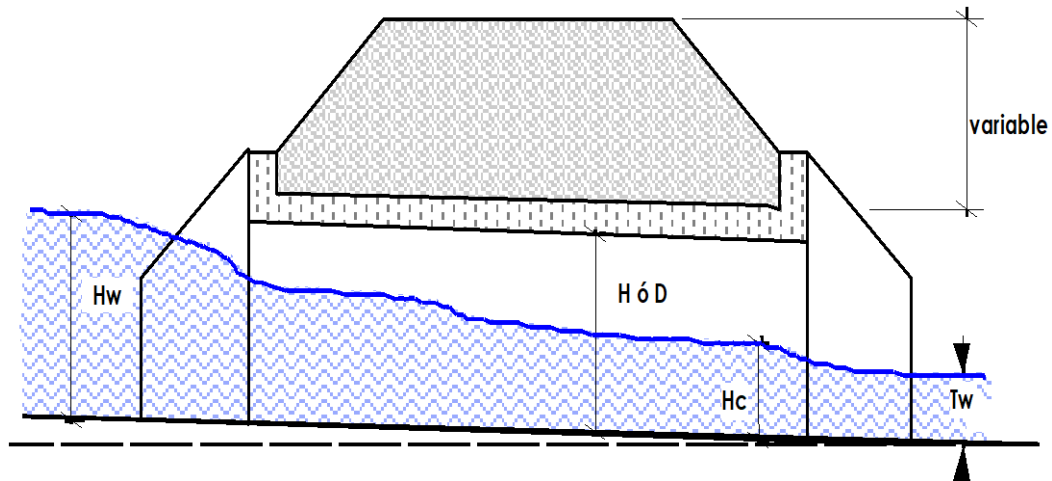
Figura 2.8. Ilustración 2 flujo en alcantarilla



Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Para $i < i_c$; $H_w < 1,2 D$; $h_{crit} > T_w$

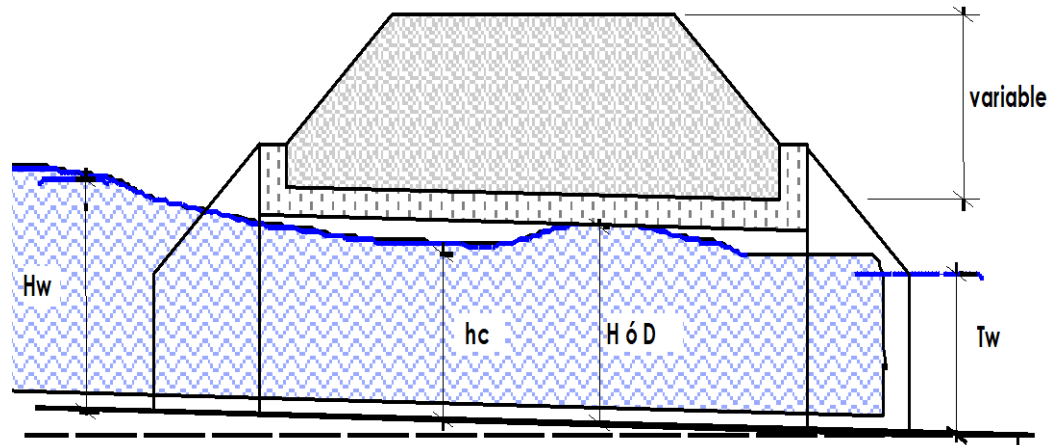
Figura 2.9. Ilustración 3 flujo en alcantarilla



Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Para $i < i_c$; $H_w < 1,2 D$; $h_{crit} < T_w$

Figura 2.10. Ilustración 4 flujo en alcantarilla



Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Para $i < i_{CRIT}$, $i > i_{CRIT}$ O $I = i_{CRIT}$; $H_w > 1,2 D$; y una de las otras dos condiciones:

- a) Alcantarilla llena, salida no sumergida $i > i_{CRIT}$
- b) La altura de agua h en la alcantarilla es menor de D , con $i < i_{CRIT}$.

2.1.3.3. Estructuras de entrada

2.1.3.3.1. Pocetas o cajas colectoras

Las pocetas o cajas colectoras son un tipo de estructura de entrada de las alcantarillas (Figura), que captan las aguas provenientes de cunetas de corte, cunetas en separadores, bajantes o filtros, permitiendo su cruce bajo la vía, donde desaguan atendiendo los criterios de minimización de impactos y de socavación en la corriente receptora. Adicionalmente, las cajas colectoras confinan la vía y dan estabilidad al extremo de la tubería al actuar como contrapeso ante posibles fuerzas de supresión. En vías de doble calzada, la poceta o caja colectora permite, también, la unión de la alcantarilla con tuberías aferentes o el cambio de cota entre las tuberías entrante y saliente.

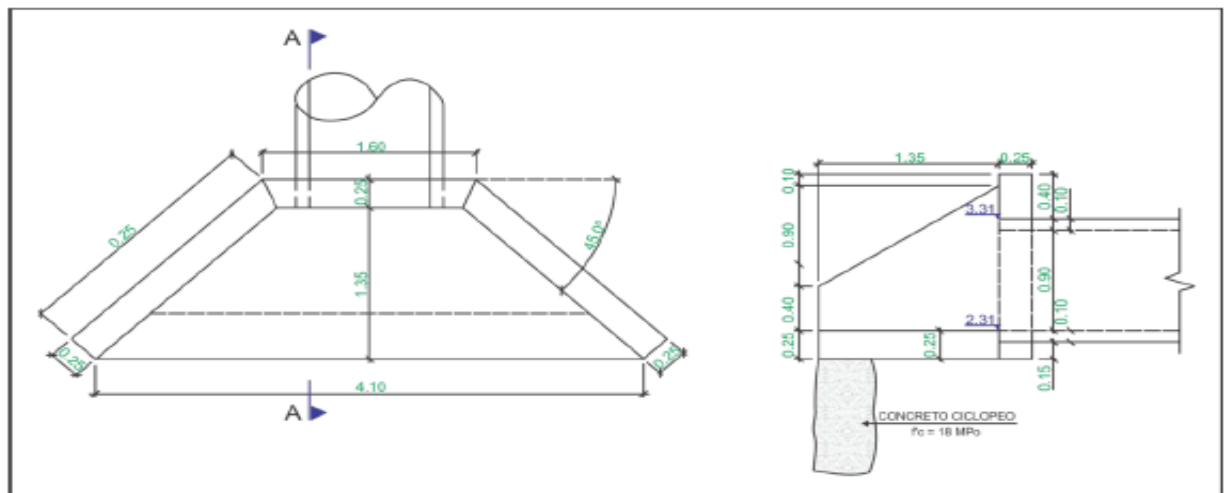
Para el dimensionamiento de una poceta o caja colectora es necesario considerar las dimensiones y profundidad de la tubería de la alcantarilla, la profundidad del filtro entrante o el tamaño de la estructura de encole y la facilidad de mantenimiento de la obra.

2.1.3.3.2. Aletas, cabezotes y soleras

Los muros de cabecera o cabezotes y de aletas retienen el material del terraplén, protegiéndolo de la erosión y acortando la longitud de la alcantarilla, además de dar estabilidad al extremo de la tubería al actuar como contrapeso ante posibles fuerzas de supresión. Las aletas ayudan a guiar el flujo hacia la alcantarilla, mejorando su desempeño hidráulico. Su orientación y su longitud se proyectan para asegurar la entrada del flujo al conducto. Atendiendo al criterio hidráulico, un ángulo de 45° es ideal para las aletas, pero se podrá modificar para las condiciones específicas en cada caso.

Las placas de solera protegen la tubería contra la erosión, facilitan la entrada de agua al conducto y contrarrestan las fuerzas de supresión.

Figura 2.11. Elementos típicos de estructura terminal en alcantarillas: cabezote



Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

2.1.3.3.3. Obras complementarias: canales y escalones

En función de los niveles de la corriente interceptada con respecto a la vía, se pueden requerir obras complementarias tales como canales o rápidas lisas o escalonadas que conduzcan el agua adecuadamente hasta la entrada de la alcantarilla. Así, por ejemplo, en los cortes de gran magnitud en que la vía está localizada muy por debajo del terreno

natural, es necesario emplear rápidas escalonadas para conectar la corriente existente en la parte superior con la alcantarilla que cruza bajo la vía, mientras que, si la diferencia de nivel no es tan alta, se puede emplear un canal.

2.1.3.4. Estructuras de salida

Las estructuras de salida son transiciones entre la alcantarilla y la corriente receptora y, por lo tanto, sus criterios de diseño también se basan en el hecho de no alterar drásticamente los patrones de flujo del cuerpo de agua receptor (en cuanto a caudal y velocidad) y en no generar problemas de socavación.

2.1.3.4.1. Aletas, cabezotes y soleras

Como se expresó para las estructuras de entrada, las aletas cabezotes y soleras de salida cumplen una función hidráulica direccionando el flujo y disminuyendo la velocidad de salida, así como una función estructural conteniendo el terraplén y dándole estabilidad a la tubería.

2.1.3.4.2. En muros

En las vías que a lo largo de grandes longitudes se desarrollan en una sección en cajón, se dificulta el desagüe de las alcantarillas con poceta o caja colectora a la entrada, pues se requieren grandes cortes y obras para atravesar el canal de salida o descole a través del terreno adyacente, obras que si son necesarias se deben realizar. Sin embargo, resulta conveniente analizar la posibilidad de localizar las alcantarillas en aquellos tramos cortos donde se interrumpe la sección en cajón y se presenta una sección a media ladera con muro lateral para sostener la banca. En estos casos, la alcantarilla atraviesa el muro y entrega libremente formando un chorro sin control que origina problemas de socavación en el pie del muro. Este problema se deberá resolver construyendo las obras apropiadas para ello.

2.1.3.4.3. Obras complementarias: canales y rápidas lisas o escalonadas

Al igual que en las estructuras de entrada, a la salida de las alcantarillas se pueden requerir estructuras adicionales como canales, rápidas, disipadores de energía o pozos

de caída, que aseguren una adecuada entrega del flujo a la corriente o al terreno natural, evitando erosión y daños.

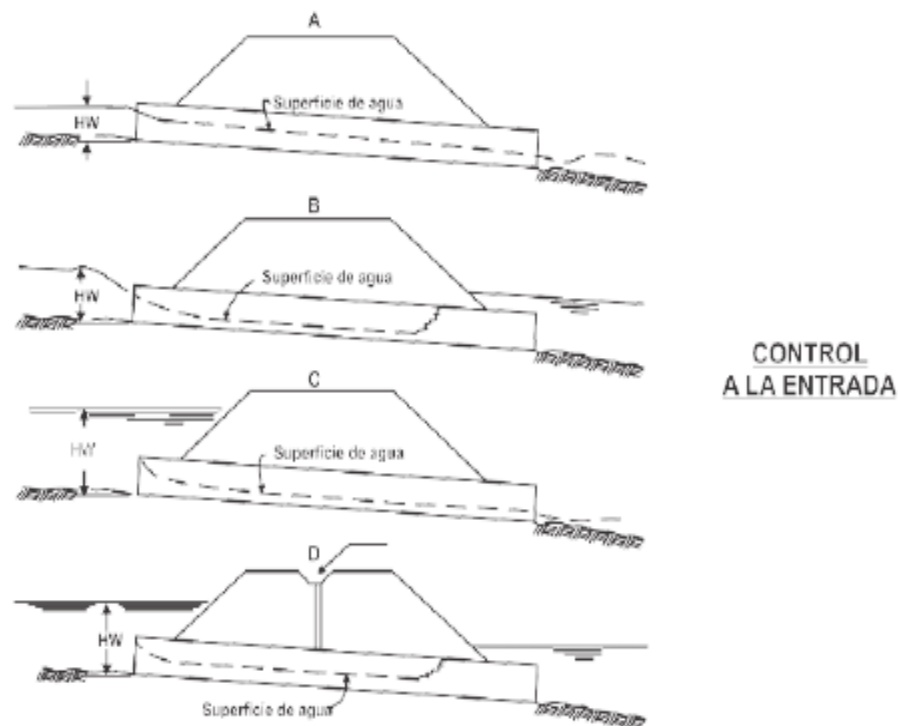
2.1.3.5. Diseño del conducto de la alcantarilla

2.1.3.5.1. Funcionamiento hidráulico

El flujo en una alcantarilla es usualmente no uniforme, presentando zonas con flujo gradualmente variado y zonas con flujo rápidamente variado, por lo que su análisis teórico es complejo y se ha desarrollado con ayuda de experimentación en laboratorio. De acuerdo con el punto donde se encuentre la sección de control en la alcantarilla, el flujo puede ser con control a la entrada o con control a la salida y dependiendo de la sumergencia o no de los extremos del conducto y la condición de flujo (a tubo lleno o parcialmente lleno), se presentan diferentes tipos de flujo, los cuales han sido clasificados por diferentes autores como Bodhaine, Henderson.

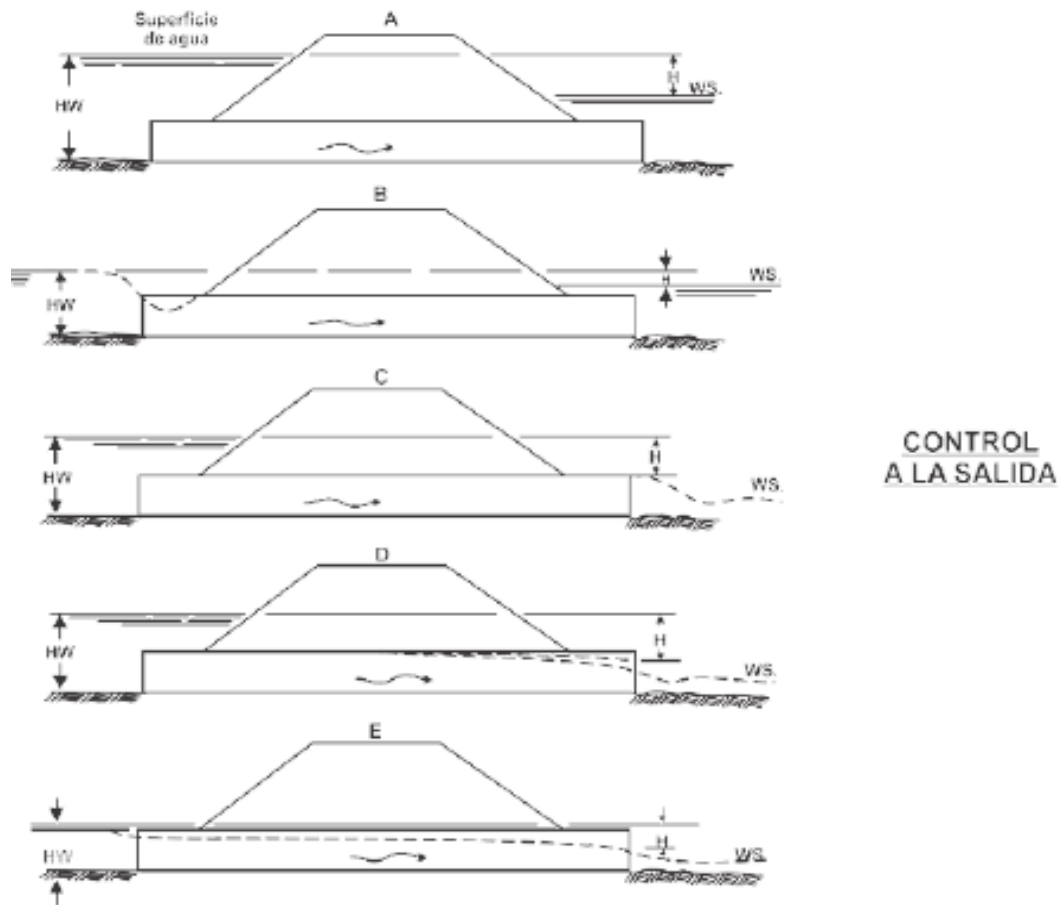
Las condiciones de flujo analizadas se muestran en la siguiente figura:

Figura 2.12. Control de entrada



Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Figura 2.13. Control de salida



Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Para el diseño, la condición ideal de flujo corresponde al caso A con control a la entrada, en el cual no existe sumergencia ni a la entrada ni a la salida; la altura crítica se encuentra en la entrada, siendo el flujo a superficie libre de tipo supercrítico, aproximándose a la altura normal en la salida de la alcantarilla.

Sin embargo, en los casos en que las condiciones específicas de la obra (topografía, niveles de agua en la salida) no permiten la obtención de este tipo de flujo o cuando se revisan alcantarillas existentes, es necesario estudiar todos los posibles casos de flujo bajo los cuales funciona la estructura, cuyo análisis se presenta brevemente a continuación.

2.1.3.5.2. Flujo con control a la entrada

En esta condición, el flujo sufre una contracción severa en la entrada, por lo que la capacidad de la tubería es mayor que la capacidad de la estructura de entrada, siendo las características de la entrada (tipo y forma) y no las de la tubería (sección, rugosidad, área, longitud, pendiente) las que determinan la capacidad de la alcantarilla. La alcantarilla se comporta como un vertedero si no existe sumergencia en la entrada y como un orificio si se presenta sumergencia, existiendo una zona de transición pobremente definida entre ambos tipos de comportamiento, por lo que se emplean ecuaciones de regresión.

El funcionamiento de la alcantarilla se describe con las siguientes ecuaciones:

Tabla 2.2. Ecuación 1 funcionamiento de las alcantarillas

RANGO	ECUACIÓN	OBSERVACIONES
$\frac{Hwi}{D} < \frac{1}{2}$	$Hwi = d_c + (1 + K_e) \frac{V_c^2}{2g}$ [4.22]	Ecuación de mínima energía de canales abiertos
	Si $Q < 0.15 * Q_{0.5}$ $Hwi = d_c + (1 + C_{vn}) \frac{V_{corr}^2}{2g}$ [4.23]	Ecuación de mínima energía asumiendo un canal muy ancho
$\frac{1}{2} \leq \frac{Hwi}{D} \leq 3.0$	$\frac{Hwi}{D} = a + (bzF) + c(zF)^2 + d(zF)^3 + e(zF)^4 + f(zF)^5 - 0.5S$ [4.24]	Ecuación de regresión
$\frac{Hwi}{D} > 3.0$	$Hwi = \left(\frac{Q}{k}\right)^2 + 0.5 D$ [4.25]	Ecuación de orificio

Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

$$K_e = \frac{(0.5D - d_c)2g}{\frac{Q_{0.5}^2}{A_c^2}} - 1$$

Donde: Hwi: Carga a la entrada, en metros (m).

D: Diámetro, altura o flecha de la alcantarilla, en metros (m).

d_c : Profundidad crítica, en metros (m).

K_e : Coeficiente de pérdidas en la entrada

$$\frac{V_{\text{corr}}^2}{2g} = [Q_{\text{frac}} 0.5 d_c] + \left[\frac{V^2}{2g} C_{\text{vh}} \right]$$

Donde: V : Velocidad media, en metros por segundo (m/s).

V_{corr} : Velocidad corregida, en metros por segundo (m/s).

$$C_{\text{vh}} = \frac{1 - Q_{\text{frac}}}{1 + \left[\frac{V^2}{2g} Q_{\text{frac}} \right]}$$

$$Q_{\text{frac}} = \frac{0.15 Q_{0.5} - Q}{0.15 Q_{0.5}}$$

Donde: Q : Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/s).

$Q_{0.5}$: Caudal correspondiente a un valor de $H_w=0.5D$, en metros cúbicos por segundo (m³/s) (calculado con la ecuación de regresión para su límite inferior)

A_c : Área de la sección transversal con el caudal crítico, en metros cuadrados (m²).

V_c : Velocidad a la profundidad crítica, en metros por segundo (m/s).

g : Aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

C_{vh} : Coeficiente de la cabeza de velocidad, calculado como:

2.1.3.5.3. Flujo con control a la salida

Para esta condición, la capacidad de la tubería es inferior a la de la estructura de entrada, por lo que las características del conducto determinan la capacidad de la alcantarilla.

La carga a la entrada (H_w) se obtiene calculando la curva de remanso a través de la tubería, asumiendo flujo gradualmente variado y partiendo de una condición de control o lámina de agua en la salida igual al valor máximo entre la profundidad crítica en la tubería (d_c) y la profundidad del agua en el canal de salida (TW). Cuando $H_w/D \geq 0.75$, es posible evitar el cálculo del perfil de flujo y emplear los resultados obtenidos por Norman et al., los cuales son presentados. La ecuación para obtener de la carga en la entrada (H_w), expresada como profundidad es:

$$H_w = h_o + H_f + H_e + H_s - L \times S_o \quad [4.31]$$

Donde: h_o : Profundidad del agua en la salida con respecto a la cota de batea de la alcantarilla en la salida, en metros (m).

Como una aproximación, el valor h_o está dado por la siguiente expresión:

$$h_o = \max \left[TW, \frac{D + d_c}{2} \right] \quad [4.32]$$

Donde: TW: Profundidad del agua en el canal de salida, en metros (m) (se obtiene con la ecuación de Manning aplicada al canal de salida o a partir de un análisis de flujo gradualmente variado).

D: Diámetro, altura o flecha de la alcantarilla, en metros (m).

d_c : Profundidad crítica, en metros (m).

H_f : Pérdida por fricción o energía requerida para vencer la rugosidad de la alcantarilla, en metros (m).

Tabla 2.3. Ecuación 2 funcionamiento de las alcantarillas

TIPO DE FLUJO	ECUACIÓN	OBSERVACIONES
A tubo lleno	$H_f = L \left[\frac{Q n}{A R_h^{0.67}} \right]^2$ [4.33]	Ecuación de Manning
Como canal abierto	$H_f = \sum \delta H_f = \sum (S_f \delta L)$ [4.34]	Método del paso estándar
Parcialmente lleno	Combinación de las ecuaciones [4.33] y [4.34]	Combinación de ecuaciones

Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Donde:

Q: Caudal de diseño, en m³/s

N: Coeficiente de rugosidad de Manning.

Área mojada, en metros cuadrados m².

Rh: Radio Hidráulicos en metros.

L: Longitud del Conducto conteniendo el flujo a tubo lleno en metros.

Sf: Pendiente de fricción, en metros por metro m/m.

So: Pendiente de la alcantarilla, en metros por metro m/m.

SL: Cambio incremental en la longitud, en metros.

He: Perdida a la entrada en metros.

He depende de la forma de la alcantarilla y de la geometría de los bordes de la entrada y se expresa como un coeficiente K_e veces la cabeza de velocidad en la entrada de la alcantarilla:

$$H_e = K_e \frac{V^2}{2g}$$

Tabla 2.4. Valores Del Coeficiente De Pérdidas A La Entrada K_e

TIPO DE ESTRUCTURA Y CARACTERÍSTICAS DE LA ENTRADA	K_e
1. Tubos de hormigón	
Conducto prolongado fuera del terraplén	
-arista ranurada	0.2
-arista viva	0.5
Con muro de cabecera con o sin aletas	
-arista ranurada	0.2
-arista viva	0.5
-arista redondeada ($r=1/12 D$)	0.2
-arista biselada	0.2
2. Tubos circulares de metal corrugado	
Conducto prolongado fuera del terraplén	
-sin muro de cabecera	0.9
-con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo sin o con aletas y aristas vivas	0.5
-con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo con o sin muro de aristas biseladas	0.25
3. Alcantarillas de cajón en concreto reforzado con muro de cabecera paralelo al terraplén:	
-sin aletas, y bordes de aristas vivas	0.5
-bordes aristas redondeadas ($r=1/12 D$) o biseladas	0.2
Con aletas formando ángulos entre 30° y 75° con el eje del conducto:	
-bordes de aristas vivas	0.4
-bordes del dintel con aristas redondeadas ($r=1/12 D$) o biseladas	0.2
-con aletas formando ángulos entre 10° y 25° con el eje del conducto, y aristas vivas.	0.5
-con muros de ala paralelos y aristas vivas en el dintel	0.7
-con muros de ala alabeados y aristas redondeadas ($r=1/4 D$) en el dintel.	0.2

Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

$$H_s = 1.0 \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

H_s: Perdida a la Salida, en metros.

V: Velocidad medida del flujo en la salida de la alcantarilla, en metros por segundo m/s.

2.1.3.5.4. Diseño de alcantarillas para cruce

Las alcantarillas para cruce son estructuras que permiten el paso de agua de un lado al otro de una carretera, vía férrea, o cualquier otra infraestructura, sin interrumpir el tráfico vehicular o ferroviario. Estas estructuras son esenciales para manejar el flujo de agua de arroyos, riachuelos y drenajes pluviales, evitando la acumulación de agua sobre la superficie de la infraestructura.

Sus elementos de diseño son los siguientes:

- **Caudal de Diseño:** El caudal de diseño se determina mediante el análisis hidrológico de la cuenca de drenaje asociada. Este análisis incluye la evaluación de la precipitación, la topografía, el uso del suelo y otros factores que afectan el volumen y la velocidad del agua de escorrentía.
- **Dimensiones y Materiales:** Las dimensiones de las alcantarillas, como el diámetro o la altura y el ancho en el caso de alcantarillas rectangulares, se calculan en función del caudal de diseño. Los materiales más comunes para la construcción de alcantarillas incluyen concreto reforzado, acero corrugado y polietileno de alta densidad (PEAD). La elección del material depende de factores como la durabilidad, la resistencia a la corrosión y los costos.
- **Pendiente y Rugosidad:** La pendiente del fondo de la alcantarilla debe ser suficiente para permitir un flujo eficiente del agua sin causar erosión ni sedimentación excesiva. La rugosidad del material, expresada como coeficiente

de Manning, afecta la velocidad del flujo y, por ende, se considera en el diseño hidráulico para asegurar un flujo adecuado.

- **Entrada y Salida:** El diseño de las estructuras de entrada y salida es crucial para minimizar la erosión y controlar la velocidad del agua. Las estructuras de entrada pueden incluir rejillas, compuertas o tolvas, mientras que las estructuras de salida suelen incorporar disipadores de energía para reducir la velocidad del agua antes de que ésta salga de la alcantarilla.

El procedimiento de diseño que se utiliza generalmente para el cálculo de las alcantarillas son las siguientes:

- **Determinación del Caudal de Diseño:** Se utiliza el método racional modificado o el método de Talbot para calcular el caudal de diseño. El método racional se basa en la fórmula $Q = CiA$, donde Q es el caudal (m^3/s), C es el coeficiente de escorrentía, i es la intensidad de la lluvia (mm/h), y A es el área de la cuenca (ha) (Casanova, 2015).
- **Cálculo de las Dimensiones:** Una vez determinado el caudal de diseño, se procede a calcular las dimensiones necesarias para la alcantarilla utilizando fórmulas hidráulicas y tablas de diseño específicas para el material seleccionado (González, 2012)
- **Análisis de la Pendiente:** Se analiza la pendiente natural del terreno y se ajusta el diseño de la alcantarilla para asegurar que el agua fluya eficientemente a través de la estructura sin causar problemas de erosión o sedimentación (Fernández, Gestión y Diseño de Sistemas de Drenaje, 2010).
- **Diseño de Entradas y Salidas:** Las entradas y salidas de la alcantarilla se diseñan para manejar el caudal de manera segura y eficiente, minimizando el riesgo de daños estructurales y erosión. Se pueden utilizar disipadores de energía, cuencas de sedimentación y otros dispositivos para controlar el flujo (Ramírez, Ingeniería de Drenaje en Carreteras., 2008).

La importancia del diseño adecuado de las alcantarillas para cruce es fundamental para la integridad de la infraestructura vial y ferroviaria. Un diseño deficiente puede llevar a problemas como la obstrucción de la alcantarilla, la erosión de las estructuras adyacentes y el colapso de la carretera o vía férrea.

2.1.4. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS DE ALIVIO Y CRUCE

El análisis de confiabilidad es un componente esencial en el estudio de diseño hidráulico e hidrológico de alcantarillas, ya que permite evaluar qué tan bien funcionan en comparación con su diseño original, considerando factores como caudales, velocidades, capacidad de evacuación y durabilidad. Este análisis implica comparar los datos observados, como caudales, velocidades y eventos extremos, con los valores previstos en el diseño, asegurando así la eficiencia y seguridad de la estructura frente a condiciones variables.

2.1.4.1. Análisis de normalidad

En el análisis de regresión múltiple, es fundamental que los residuos (la diferencia entre los valores observados y los valores predichos por el modelo) sigan una distribución normal. Esta suposición es esencial para realizar inferencias estadísticas válidas, como la construcción de intervalos de confianza y la realización de pruebas de hipótesis. Si los residuos no siguen una distribución normal, podría indicar que el modelo de regresión múltiple no es apropiado para los datos (Montgomery D. C., 2012).

Es importante destacar que la normalidad de los residuos es especialmente crucial en muestras pequeñas. En estas situaciones, si los residuos no son normalmente distribuidos, podría ser necesario considerar un modelo de regresión diferente o transformar las variables para lograr la normalidad. Sin embargo, cuando el tamaño de la muestra es grande, los residuos tienden a seguir una distribución normal gracias al teorema del límite central (Kutner M. H., 2005).

Realizar un análisis de normalidad es un paso importante en el proceso de ajuste y validación del modelo de regresión múltiple. Ayuda a garantizar que las suposiciones

subyacentes del modelo sean válidas y que las conclusiones derivadas del análisis sean confiables.

2.1.4.2. Proceso del análisis de confiabilidad

Un análisis estadístico de un conjunto de alcantarillas diseñadas es fundamental para comprender las características generales y las variaciones presentes en los datos recopilados. Para llevar a cabo este proceso de manera efectiva, se pueden seguir los siguientes pasos: 1. Recopilación de datos: Asegúrate de tener todos tus datos recopilados en un formato fácil de analizar. Esto podría ser una hoja de cálculo o una base de datos que incluya la velocidad, el caudal y el área de drenaje para cada alcantarilla.

2.1.4.2.1. Análisis descriptivo

El análisis descriptivo es un paso inicial esencial en el proceso de análisis estadístico de un conjunto de datos de alcantarillas diseñadas. Este proceso implica una serie de técnicas y herramientas estadísticas diseñadas para resumir y describir las características fundamentales de los datos recopilados (Fernández, 2010).

Una de las principales técnicas utilizadas en el análisis descriptivo es el cálculo de medidas de tendencia central, como la media y la mediana. La media es el promedio de los valores en un conjunto de datos, mientras que la mediana representa el valor medio de la distribución cuando los datos se ordenan de menor a mayor. Estas medidas proporcionan una indicación de la ubicación central de los datos y ayudan a comprender su distribución (Casanova, 2015).

Además de las medidas de tendencia central, el análisis descriptivo también implica calcular medidas de dispersión, como el rango y la desviación estándar. El rango es la diferencia entre el valor máximo y el valor mínimo en un conjunto de datos, mientras que la desviación estándar mide la dispersión de los datos con respecto a la media. Estas medidas proporcionan información sobre la variabilidad de los datos y su dispersión alrededor de la media (Ramírez, 2008).

Otras técnicas comunes en el análisis descriptivo incluyen la creación de histogramas y gráficos de caja. Los histogramas son gráficos de barras que muestran la distribución de frecuencia de un conjunto de datos, mientras que los gráficos de caja proporcionan información sobre la distribución, la dispersión y los valores atípicos de los datos. Estas visualizaciones son útiles para identificar patrones, tendencias y posibles valores extremos en los datos (González, 2012).

El análisis descriptivo es una etapa fundamental en el análisis estadístico de alcantarillas diseñadas. Proporciona una descripción detallada de las características fundamentales de los datos, lo que facilita su comprensión y análisis posterior.

2.1.4.2.2. Análisis de confiabilidad

El análisis de confiabilidad es una etapa crucial en el proceso de diseño y evaluación de alcantarillas, ya que permite determinar si las estructuras están cumpliendo con su función prevista de manera adecuada y segura (Álvarez, 2016). Este análisis se centra en comparar el rendimiento real de las alcantarillas con las especificaciones de diseño para identificar posibles desviaciones o discrepancias.

Una de las principales métricas utilizadas en el análisis de confiabilidad es la comparación entre los caudales o velocidades observados y los valores de diseño establecidos durante la fase de planificación. Esto implica recopilar datos de campo sobre el caudal de agua que fluye a través de las alcantarillas y la velocidad del flujo, y luego comparar estos valores con los estimados durante el proceso de diseño.

Para llevar a cabo este análisis de manera efectiva, es necesario utilizar métodos estadísticos adecuados para evaluar la consistencia y precisión de los datos recopilados. Por ejemplo, se pueden utilizar pruebas de hipótesis y análisis de varianza para determinar si existen diferencias significativas entre los valores observados y los valores de diseño (Montgomery D. C., 2017). Estas pruebas ayudan a identificar posibles discrepancias y proporcionan una base objetiva para tomar decisiones sobre la necesidad de ajustes o mejoras en el diseño de las alcantarillas.

Además de comparar los caudales y velocidades observados con los valores de diseño, el análisis de confiabilidad también puede implicar la evaluación de otros aspectos del rendimiento de las alcantarillas, como su capacidad para manejar condiciones extremas de flujo o su resistencia a la erosión y la sedimentación (Álvarez, 2016). Estos aspectos son fundamentales para garantizar la seguridad y eficacia de las estructuras a lo largo del tiempo.

El análisis de confiabilidad es una herramienta esencial en el diseño y evaluación de alcantarillas, ya que permite verificar si las estructuras están cumpliendo con sus especificaciones de diseño y funcionando de manera segura y eficiente. Al utilizar métodos estadísticos adecuados y recopilar datos precisos y representativos, se puede garantizar una evaluación precisa y objetiva del rendimiento de las alcantarillas en el campo.

CAPÍTULO III
DISEÑO METODOLÓGICO Y
RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

CAPÍTULO III

DISEÑO METODOLÓGICO Y RELEVAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

3.1.DISEÑO METODOLÓGICO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. Unidad de muestra; población y muestra

- **Unidad elemental de muestra:** La unidad elemental de muestra en este estudio podría ser cada alcantarilla individualmente considerada. Cada alcantarilla constituye una unidad básica de análisis para evaluar su diseño, rendimiento hidráulico y confiabilidad.
- **Población:** La población en este contexto sería el conjunto completo de alcantarillas existentes en la región de estudio o en la red de drenaje específica bajo consideración. Esta población abarcaría todas las alcantarillas que podrían potencialmente ser evaluadas para el estudio.
- **Muestra:** La muestra sería una selección representativa de alcantarillas tomadas de la población total. Esta muestra se elige de manera que sea estadísticamente significativa y representativa de la población completa, permitiendo inferencias válidas sobre el conjunto de alcantarillas en su conjunto. La muestra puede ser seleccionada aleatoriamente o mediante otros métodos de muestreo para garantizar la representatividad y validez de los resultados del estudio.

3.1.2. Muestra

La muestra de nuestro estudio es una selección representativa de alcantarillas dentro de la población total de alcantarillas en la región de estudio. Esta muestra será objeto de análisis detallado para evaluar su diseño hidráulico, rendimiento hidrológico y confiabilidad en el drenaje de aguas pluviales.

Para la selección de la muestra, se considerarán criterios específicos que aseguren la representatividad de las alcantarillas elegidas. Estos criterios podrían incluir la diversidad en términos de ubicación geográfica, tipo de alcantarilla (por ejemplo,

alcantarillas de alivio y alcantarillas de cruce), Diámetro, material de construcción y condiciones operativas.

Dentro de la muestra seleccionada, se llevará a cabo una clasificación de las alcantarillas según diversos parámetros, como su capacidad de drenaje, dimensiones geométricas, material de construcción y datos hidrológicos relevantes.

Cada alcantarilla en la muestra será objeto de mediciones detalladas y pruebas de rendimiento para evaluar su capacidad de manejar el flujo de agua durante diferentes condiciones climáticas y eventos hidrológicos. Estas mediciones podrían incluir la velocidad del flujo, el caudal máximo, la profundidad del agua y la eficiencia hidráulica.

La muestra seleccionada será fundamental para proporcionar información específica y detallada sobre el rendimiento real de las alcantarillas en condiciones operativas reales. Los resultados obtenidos de esta muestra permitirán inferir conclusiones significativas sobre el estado general del sistema de drenaje y formarán la base para recomendaciones de diseño y mejoras en la infraestructura existente.

3.1.3. Método y técnicas empleadas

Para nuestro estudio, se aplicará un enfoque cuantitativo que implica la recolección, análisis y procesamiento de datos numéricos relacionados con el diseño y análisis de alcantarillas. Este método consta de varios pasos esenciales, detallados a continuación:

- **Observación inicial y definición del problema**

Se iniciará con la identificación precisa del problema relacionado con el diseño y funcionamiento de las alcantarillas en el área de estudio. Esta etapa implica una observación detallada del sistema de drenaje y una evaluación de posibles deficiencias o áreas de mejora.

- **Recolección de datos cuantitativos**

Se llevará a cabo una recolección sistemática de datos cuantitativos relevantes para el estudio. Esto incluirá parámetros hidrológicos y morfológicos de la cuenca, así como

información sobre precipitaciones, caudales y características del flujo de agua. Los datos se obtendrán de fuentes confiables, como SENAMHI y mediciones directas en campo de los diámetros de las alcantarillas.

- **Análisis estadístico de los datos**

Utilizaremos métodos estadísticos avanzados para analizar los datos recolectados. Esto incluirá el cálculo de estadísticos descriptivos, como media, mediana y desviación estándar, así como pruebas de correlación y regresión para identificar relaciones significativas entre variables. Además, se emplearán técnicas de análisis espacial para evaluar la distribución espacial de los parámetros hidrológicos.

- **Cálculo hidráulico y dimensionamiento de alcantarillas**

Con base en los datos hidrológicos obtenidos, se realizará el cálculo hidráulico de las alcantarillas para determinar los diámetros y características necesarias. Se emplearán métodos reconocidos de ingeniería hidráulica, como el **Método racional modificado** y el **Método de Talbot**, para dimensionar adecuadamente las estructuras de drenaje y garantizar su funcionamiento óptimo bajo diferentes condiciones hidrológicas.

- **Análisis de confiabilidad con software estadístico**

Finalmente, se llevará a cabo un análisis de confiabilidad utilizando software estadístico especializado, como IBM SPSS. Este análisis permitirá evaluar la variabilidad de los datos hidrológicos e hidráulicos y determinar la confiabilidad de las alcantarillas diseñadas en comparación con las existentes. Se utilizarán técnicas estadísticas avanzadas, como pruebas de hipótesis y análisis de varianza, para validar los resultados y tomar decisiones fundamentadas en cuanto al diseño y funcionamiento de las alcantarillas.

La aplicación de un enfoque cuantitativo y el uso de técnicas estadísticas avanzadas nos permitirán realizar un estudio integral y riguroso sobre el diseño y análisis de alcantarillas, con el objetivo de mejorar la eficiencia y confiabilidad de los sistemas de drenaje de aguas pluviales en el área de estudio. Las conclusiones obtenidas serán

fundamentales para la toma de decisiones en la planificación y gestión del recurso hídrico, contribuyendo así al desarrollo sostenible y la protección del medio ambiente.

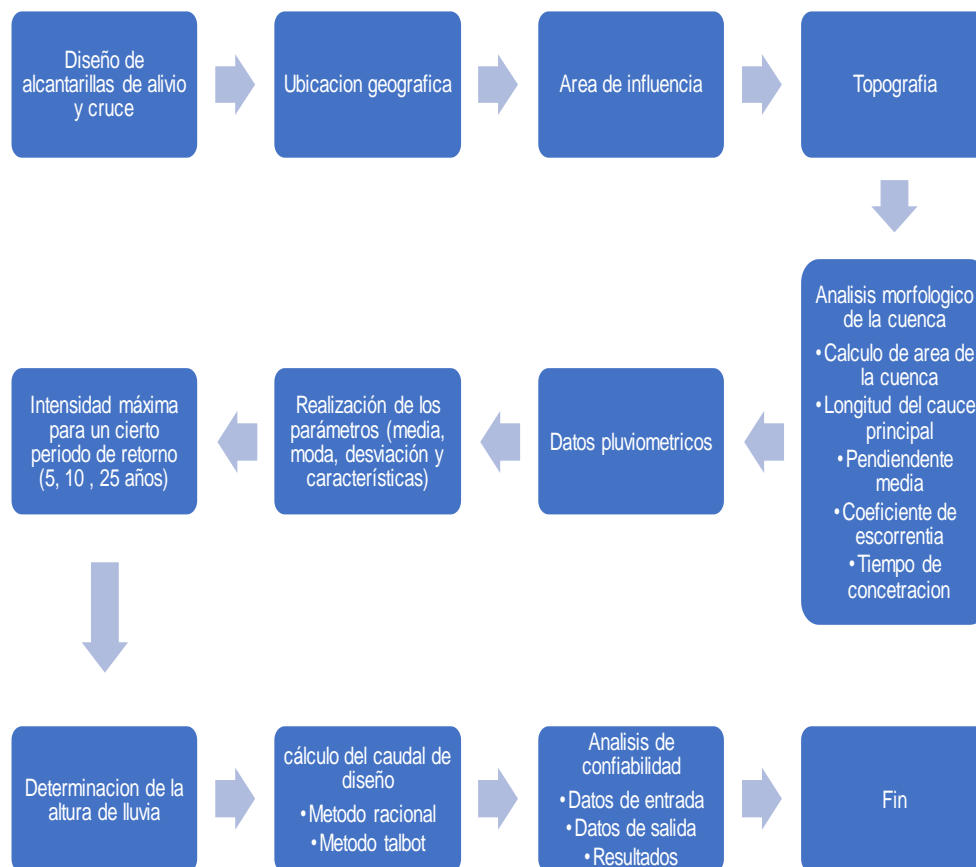
3.1.3.1. Proceso de aplicación

El proceso de aplicación para nuestro estudio consta de una serie de etapas fundamentales que permitirán llevar a cabo un análisis exhaustivo y riguroso del área de estudio, con el objetivo de obtener información relevante para el diseño y dimensionamiento de estructuras hidráulicas, como puentes y alcantarillas. A continuación, se detallan los pasos clave de este proceso:

- **Caracterización del área de estudio:** En primer lugar, se realizará una descripción detallada de la ubicación geográfica del lugar de estudio, destacando aspectos como la topografía del terreno y la delimitación de la cuenca hidrográfica. Esta caracterización incluirá el cálculo del área de la cuenca, la longitud del cauce principal y la pendiente media de la misma.
- **Estimación de parámetros hidrológicos:** Se procederá a estimar los parámetros hidrológicos clave para el análisis, como el coeficiente de escorrentía y el tiempo de concentración. Estos valores se obtendrán mediante fórmulas adecuadas y la consideración de datos históricos de estaciones pluviométricas cercanas.
- **Análisis de precipitaciones:** Se analizarán los datos de las estaciones pluviométricas más cercanas para determinar la distribución de las precipitaciones y calcular parámetros estadísticos relevantes, como la media, la moda y la desviación estándar. Además, se determinará la intensidad máxima de lluvia para diferentes periodos de retorno utilizando la ecuación de Gumbel.
- **Cálculo del caudal de diseño:** Con base en la información recopilada, se procederá al cálculo del caudal de diseño utilizando el método racional. Esto implicará la consideración de la intensidad máxima de lluvia, el coeficiente de escorrentía y el área de influencia del proyecto.
- **Selección de sección óptima:** Se realizará un análisis para determinar la sección óptima para el flujo de agua, considerando el caudal de diseño

previamente calculado. Este paso es crucial para garantizar un diseño hidráulico eficiente y seguro.

- **Aplicación del método de Talbot:** Se empleará el método de Talbot como una alternativa al método racional para el cálculo del caudal y la selección de la sección adecuada. Este enfoque proporcionará una perspectiva adicional y permitirá comparar los resultados obtenidos mediante ambos métodos.
- **Análisis de Confiabilidad:** Finalmente, se llevará a cabo un análisis de confiabilidad para evaluar la robustez y fiabilidad de los diseños hidráulicos obtenidos. Este análisis permitirá identificar posibles áreas de mejora y garantizar que las estructuras sean capaces de cumplir con su función bajo diversas condiciones hidrológicas.



3.2.ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio abarca un tramo específico que comprende varias comunidades y áreas geográficas distintas. El proyecto se inicia en el Puente sobre la Quebrada de Jarcas, ubicado en la ruta F11, con coordenadas geográficas de 21°27'23.12" de Latitud Sur y 64°29'45.46" de Longitud Oeste. Desde este punto, atraviesa las comunidades de Junacas y Condor, hasta llegar a su finalización en la Comunidad de Piedra Larga, donde se encuentran las coordenadas geográficas de 21°26'22.46" de Latitud Sur y 64°23'19.84" de Longitud Oeste.

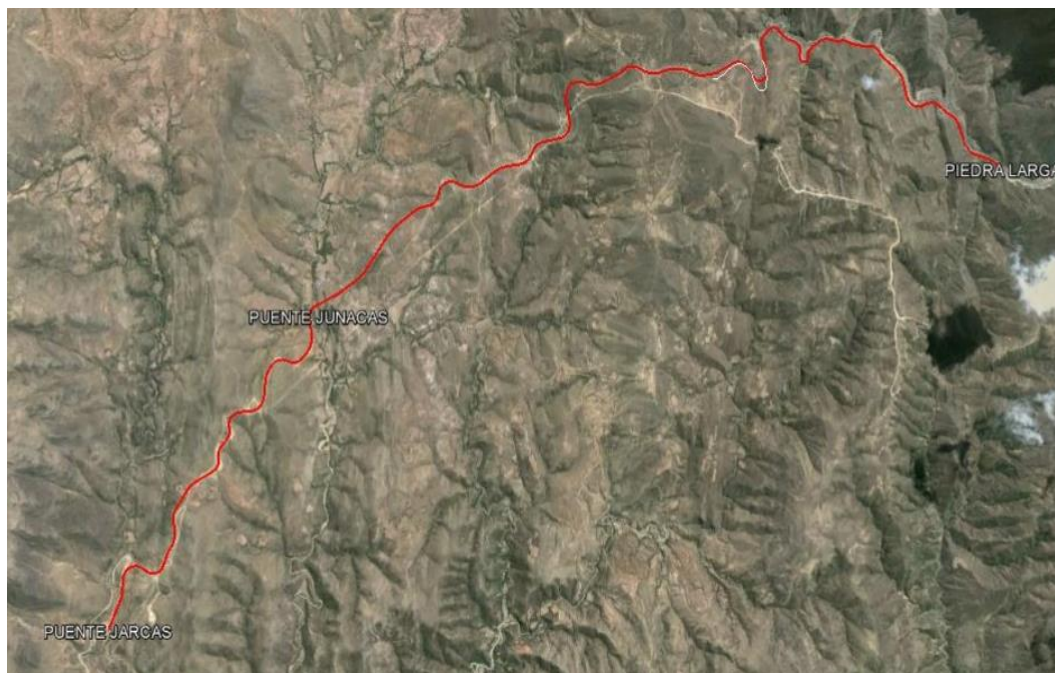
Esta zona de estudio presenta una variedad de características geográficas y socioeconómicas que serán objeto de análisis en el desarrollo del proyecto. Desde la topografía del terreno hasta la densidad poblacional y la infraestructura existente, cada elemento desempeña un papel importante en la comprensión del contexto en el que se llevará a cabo el proyecto.

La delimitación precisa de la zona de estudio es fundamental para garantizar que todas las áreas relevantes sean consideradas en el análisis y diseño de soluciones adecuadas. Además, proporciona un marco de referencia claro para la recopilación de datos y la implementación de medidas específicas que contribuyan al éxito del proyecto.

Desde el punto de vista político y administrativo, el proyecto se sitúa dentro de las Provincias de Cercado y O'Connor, las cuales forman parte del Departamento de Tarija en Bolivia. Estas divisiones administrativas definen la jurisdicción en la que se llevará a cabo el proyecto y establecen el marco legal y regulatorio que lo rige.

A nivel municipal, el proyecto está bajo la jurisdicción de los Municipios de Cercado y O'Connor. Estas entidades municipales son responsables de la planificación, ejecución y supervisión de proyectos de desarrollo dentro de sus respectivos territorios. Además, proporcionan servicios básicos a la población y administran los recursos locales en coordinación con las autoridades departamentales y nacionales.

Figura 3.1. Ubicación del proyecto



Fuente: Captura de Google Earth

Figura 3.2. Área política del proyecto departamental



Fuente: Captura de Google Earth

3.2.1. Características del área de estudio

La zona del proyecto presenta una serie de características que son fundamentales para comprender su entorno y su viabilidad para la ejecución del proyecto.

3.2.1.1. Topografía y Cartografía

El tramo carretero atraviesa las comunidades rurales de Jarcas, Junacas y Piedra Larga, ubicadas dentro de la Unidad Morfoestructural conocida como Cordillera Oriental o Bloque Paleozoico, específicamente en su sector Sur. Esta región se caracteriza por un paisaje compuesto por llanuras, colinas y estribaciones montañosas, con pendientes suaves a moderadas. Entre los accidentes geográficos más prominentes se encuentran el cerro Morro Alto y, destacando sobremanera, El Abra El Cóndor.

La red hidrográfica asociada al proyecto forma parte de la cuenca del río Bermejo, en el Subsistema del Río Tarija. En este contexto, el río Santa Ana actúa como nivel base temporal para los ríos Jarcas y Junacas, así como para varias quebradas. Por otro lado, el río Salinas desempeña un papel similar para el río Canaletas y algunas quebradas de menor longitud. El patrón de drenaje predominante en el área de influencia del proyecto es de tipo dendrítico, caracterizado por una red de drenaje ramificada.

Desde una perspectiva geológica, se ha identificado una diversidad de sistemas geológicos en la zona. Entre ellos se destacan el Sistema Cuaternario, el Sistema Devónico y el Sistema Silúrico. Estos sistemas representan distintas etapas geológicas y exhiben una variabilidad en la composición y estructura de los macizos rocosos presentes en el área de estudio.

En cuanto al régimen hidrológico, los ríos y quebradas experimentan caudales durante los meses de verano, que comprenden desde noviembre hasta abril. Este fenómeno está directamente relacionado con la temporada de lluvias en la región. Por el contrario, durante el período de mayo a octubre, estas corrientes de agua muestran una reducción significativa en su caudal, ya que las precipitaciones son menos frecuentes o ausentes durante estos meses.

3.2.1.2.Clima

El área del proyecto se sitúa en el sur de Bolivia, específicamente en las provincias de Cercado y O'Connor, pertenecientes al departamento de Tarija, dentro del Subsistema del río Tarija. En esta región, el tramo de estudio atraviesa importantes afluentes como el río Junacas y el río Canaletas, ubicados dentro de las subcuencas de Santa Ana (37) y Salinas (32) respectivamente. Estos cuerpos de agua son esenciales para el suministro hídrico de la región y su comportamiento hidrológico tiene un impacto directo en las actividades productivas y ambientales de las comunidades locales.

Se han identificado las estaciones climatológicas relevantes para el área de estudio, con la excepción de la estación climatológica de Yesera Norte y la estación pluviométrica de Junacas, puesto que no se han instalado estaciones de medida en la zona. En ausencia de estas, los análisis climatológicos e hidrológicos se han basado en criterios de análisis hidrológico regional, utilizando series históricas registradas en estaciones ubicadas en áreas cercanas al proyecto.

Las mediciones más confiables obtenidas en estas estaciones climatológicas permiten aplicar criterios de similitud hidrológica y climática, lo que posibilita extrapolar los resultados puntuales a áreas más extensas y realizar una regionalización de los datos.

En el área del proyecto, la estación meteorológica relevante es la de Junacas, la cual ha registrado datos climáticos desde 1977 hasta 2003. Se han considerado únicamente los registros completos de las precipitaciones máximas diarias a lo largo de todo el año para el análisis correspondiente. Por otro lado, la estación meteorológica más cercana al área del proyecto es la de Yesera Norte. Esta estación ha recopilado datos climáticos desde 1977 hasta 2023, y para el análisis se han tomado en cuenta únicamente los registros completos de las precipitaciones máximas diarias durante todo el año. Además, se dispone de la estación de Yesera Sur, que ha recopilado datos climáticos desde el año 2002 hasta el 2023. Similar a las otras estaciones, se considerarán únicamente los registros completos de las precipitaciones máximas diarias para el análisis climático en el área de estudio.

Tabla 3.1 Estaciones climatológicas y pluviométricas

ESTACIÓN	LATITUD (S)	LONGITUD(W)	ALTITUD (msnm)	TIPO DE ESTACION	PERIODO DE REGISTRO
YESERA NORTE	21°22'20"	64°33'03"	2277	Climatológica	1977-2013
JUNACAS	21°26'00"	64°28'00"	2300	Pluviométrico	1977-2003
YESERA SUR	21°28'02"	64°33'30"	2092	Pluviométrico	2002-2023

Fuente: SENAMHI

3.2.1.3. Temperatura

Los datos de temperatura media mensual con los que se cuenta corresponden a la estación de Yesera Norte que tiene una altura de 2277 m.s.n.m. y proporciona como resultado una media anual de 15.89 °C, las temperaturas medias se muestran no tienen un registro prolongado en la tabla 6.

Tabla 3.2. Temperatura media mensual (°C)

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
18.3	17.7	17.18	15.89	16.6	12.5	12.09	13.3	15.1	17.3	17.8	18.6

Fuente: SENAMHI

3.2.1.4. Humedad Relativa

Los datos de la estación del Campanario correspondientes a la humedad relativa no tienen un registro muy prolongado, la media anual de los últimos registros obtenidos es de 64.0%, los datos mensuales medios registrados se encuentran en la tabla 7.

Tabla 3.3. Humedad relativa media mensual (%)

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
74,0	78,0	78,0	76,0	67,0	55,0	56,0	56,0	59,0	65,0	69,0	73,0

Fuente: SENAMHI

3.2.1.5. Precipitación pluvial.

Los datos de precipitación media anual de la estación estudiada de Yesera Norte, y Yesera sur muestran en la tabla 8.

Tabla 3.4. Precipitación media mensual (mm)

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
153,3	129,4	98,0	29,1	5,0	1,4	2,2	4,5	8,9	37,4	66,2	121,5
117,4	99,2	65,7	13,9	1,1	0,3	1,7	0,5	4,7	22,1	39,0	87,5

Fuente: SENAMHI

3.2.1.6. Heladas

En la zona del proyecto se presentan heladas, en los meses fríos del año con frecuencia (mayo a septiembre). Las temperaturas mínimas extremas registradas en la estación de Yesera Norte, son de -8.5°C durante estos meses. Las variaciones durante los meses restantes es decir de septiembre a mayo, son de $-4,0$ hasta la indicada de -8.5°C .

3.3. RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Inicialmente, se llevó a cabo la recolección de datos pluviométricos por parte del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) de las estaciones de Yesera Norte, Junacas y Yesera Sur, así como de otras estaciones relevantes para la aplicación de métodos como las isoyetas y los polígonos de Thiessen. Estos datos son fundamentales para calcular la precipitación media en el área de estudio, así como para realizar pruebas de bondad necesarias para el cálculo del caudal de diseño mediante el método de racional modificado.

Posteriormente, se procedió a la obtención de datos de campo de las alcantarillas de estudio en cada punto de emplazamiento. Durante esta etapa, se tomaron las coordenadas geográficas y las progresivas correspondientes a cada alcantarilla. Además, se registraron los diámetros de las alcantarillas instaladas. Estos datos son esenciales para llevar a cabo el cálculo hidráulico de las alcantarillas y garantizar un diseño hidráulicamente eficiente.

La recolección de datos de campo se realizó siguiendo protocolos establecidos para asegurar la precisión y consistencia de la información recopilada. Cada punto de emplazamiento de las alcantarillas fue debidamente registrado y documentado, con el fin de utilizar estos datos de manera efectiva en el análisis hidráulico y el diseño posterior de las estructuras hidráulicas del proyecto.

Tabla 3.5. Coordenadas de las alcantarillas

COORDENADAS DE UBICACIÓN DE ALCANTARILLAS							
N ^a	PROGRESIVA	PUNTO	CORDENADAS				
			UTM		Geográficas		COTA
			ESTE	NORTE	LONGITUD	LATITUD	
1	0+072,160	E	345040.502	7626649.40	-64,49547970	-21,45595481	2272.968
		EJE	345035.790	7626652.832	-64,49552484	-21,45592341	2272.816
		S	345030.337	7626657.188	-64,49557706	-21,45588359	2272.643
		E	345041.379	7626650.131	-64,49547117	-21,45594828	2272.968
		EJE	345036.667	7626653.923	-64,49551628	-21,45591363	2272.816
		S	345031.254	7626658.278	-64,49556811	-21,45587383	2272.643
2	0+212,368	E	345128.139	7626759.384	-64,49462402	-21,45496898	2282.408
		EJE	345124.126	7626762.612	-64,49466244	-21,45493948	2282.353
		S	345118.751	7626766.938	-64,49471391	-21,45489995	2282.284
3	0+421,845	E	345248.447	7626931.602	-64,49344742	-21,45342386	2296.961
		EJE	345243.647	7626933.469	-64,49349356	-21,45340659	2296.909
		S	345236.984	7626936.60	-64,49355756	-21,45337774	2296.838
4	0+720,565	E	345416.745	7627148.51	-64,49180373	-21,45147922	2317.620
		EJE	345416.81	7627154.215	-64,49180258	-21,45142770	2317.558
		S	345414.968	7627164.554	-64,49181940	-21,45133416	2317.454
5	0+988,085	E	345645.691	7627033.320	-64,48960542	-21,45253931	2336.752
		EJE	345647.821	7627038.629	-64,48958439	-21,45249154	2336.523
		S	345650.940	7627046.394	-64,48955358	-21,45242167	2336.188
6	1+208,660	E	345836.429	7627116.903	-64,48775751	-21,45180075	2352.46
		EJE	345832.347	7627120.44	-64,48779657	-21,45176845	2351.891
		S	345826.371	7627124.647	-64,48785384	-21,45172994	2351.665
7	1+514,330	E	346031.919	7627350.73	-64,48585001	-21,44970556	2373.578
		EJE	346027.3	7627351.888	-64,48589447	-21,44969471	2373.411
		S	346019.635	7627354.607	-64,48596817	-21,44966949	2373.176
8	1+777,875	E	346105.893	7627590.501	-64,48511438	-21,44754626	2391.819
		EJE	346102.269	7627594.571	-64,48514898	-21,44750919	2391.764

COORDENADAS DE UBICACIÓN DE ALCANTARILLAS							
Nº	PROGRESIVA	PUNTO	CORDENADAS				
			UTM		Geográficas		COTA
			ESTE	NORTE	LONGITUD	LATITUD	
		S	346096.750	7627600.770	-64,48520165	-21,44745272	2391.681
9	2+252,369	E	346501.734	7627835.867	-64,48127301	-21,44536393	2423.726
		EJE	346502.928	7627830.857	-64,48126195	-21,44540928	2423.623
		S	346504.562	7627824.2	-64,48124679	-21,44546955	2423.482
10	2+371.959	E	346617.163	7627865.96	-64,48015665	-21,44510198	2427.760
		EJE	346618.945	7627859.765	-64,48014003	-21,44515808	2427.652
		S	346621.0	7627853.617	-64,48012076	-21,44521379	2427.533
11	2+733.820	E	346839.218	7628126.181	-64,47799066	-21,44277055	2437.402
		EJE	346842.283	7628121.735	-64,47796150	-21,44281097	2437.399
		S	346847.166	7628114.656	-64,47791503	-21,44287533	2437.233
12	2+963.384	E	346944.201	7628326.612	-64,47695962	-21,44096917	2441.148
		EJE	346951.18	7628314.966	-64,47689335	-21,44107495	2440.878
		S	346957.253	7628304.314	-64,47683573	-21,44117168	2440.631
13	3+397.284	E	347354.425	7628395.840	-64,47299575	-21,44037876	2437.571
		EJE	347349.594	7628399.191	-64,47304205	-21,44034809	2437.391
		S	347344.187	7628402.942	-64,47309387	-21,44031375	2436.977
14	3+559.906	E	347409,885	7628549.933	-64,47244674	-21,43899168	2425.722
		EJE	347404.959	7628551.435	-64,47249412	-21,43897769	2425.616
		S	347395.727	7628554.251	-64,47258293	-21,43895147	2425.142
15	3+744.222	E	347505.218	7628701.25	-64,47151333	-21,43763304	2412.501
		EJE	347501.245	7628705.225	-64,47155130	-21,43759680	2412.389
		S	347493.789	7628713.108	-64,47162251	-21,43752497	2411.857
16	4+096.347	E	347820.262	7628698.424	-64,46847430	-21,43768525	2388.35
		EJE	347822.76	7628690.95	-64,46845087	-21,43775297	2388.53
		S	347824.174	7628680.500	-64,46843818	-21,43784748	2387.857
17	4+330.691	E	347990,219	7628839.541	-64,46682195	-21,43642503	2371.545
		EJE	347998.148	7628835.452	-64,46674582	-21,43646263	2371.28
		S	348007.613	7628830.571	-64,46665495	-21,43650752	2370.407
18	4+496.216	E	348002.848	7629006.735	-64,46668502	-21,43491597	2347.407
		EJE	348027.665	7628995.886	-64,46644659	-21,43501606	2347.136
		S	348052.780	7628984.907	-64,46620529	-21,43511734	2346.862
19	4+868.462	E	348259.737	7629218.378	-64,46418773	-21,43302605	2352.888
		EJE	348261.875	7629207.845	-64,46416806	-21,43312137	2352.816
		S	348264.149	7629196.737	-64,46414712	-21,43322189	2352.258
20	5+223.784	E	348602.981	7629302.614	-64,46086891	-21,43229414	2378.177

COORDENADAS DE UBICACIÓN DE ALCANTARILLAS							
Nº	PROGRESIVA	PUNTO	CORDENADAS				
			UTM		Geográficas		COTA
			ESTE	NORTE	LONGITUD	LATITUD	
		EJE	348605.24	7629296.602	-64,46084766	-21,43234863	2377.923
		S	348607.659	7629288.850	-64,46082502	-21,43241885	2377.595
21	5+456.856	E	348806.638	7629404.973	-64,45889507	-21,43138674	2393.935
		EJE	348811.66	7629400.391	-64,45884703	-21,43142855	2393.808
		S	348816.935	7629394.318	-64,45879669	-21,43148384	2393.639
22	5+929.406	E	349187.540	7629686.30	-64,45519538	-21,42887769	2426.287
		EJE	349182.861	7629691.528	-64,45524005	-21,42883008	2426.189
		S	349176.742	7629698.716	-64,45529843	-21,42876464	2426.60
23	6+231.619	E	349466.517	7629793.711	-64,45249458	-21,42793089	2444.860
		EJE	349462.251	7629805.437	-64,45253468	-21,42782462	2444.610
		S	349457.648	7629818.91	-64,45257788	-21,42770255	2444.341
24	6+876.302	E	350023.813	7629941.424	-64,44710539	-21,42664325	2489.611
		EJE	350026.610	7629953.197	-64,44707736	-21,42653714	2489.248
		S	350029.799	7629966.623	-64,44704541	-21,42641614	2488.834
25	7+280.000	E	350396.434	7629938.372	-64,44351115	-21,42670184	2518.488
		EJE	350399.419	7629930.762	-64,44348303	-21,42677082	2518.324
		S	350403.6	7629921.616	-64,44344351	-21,42685378	2518.128
26	8+300.094	E	351363.60	7630118.260	-64,43416541	-21,42515718	2563.240
		EJE	351356.0	7630120.420	-64,43423853	-21,42513705	2562.980
		S	351346.700	7630123.270	-64,43432799	-21,42511054	2562.642
27	8+580.000	E	351420.160	7630385.850	-64,43359620	-21,42274489	2582.930
		EJE	351414.770	7630386.200	-64,43364817	-21,42274128	2582.850
		S	351408.180	7630386.640	-64,43371170	-21,42273676	2582.750
28	8+738.640	E	351467.340	7630527.970	-64,43312856	-21,42146510	2593.880
		EJE	351462.510	7630532.770	-64,43317473	-21,42142135	2593.810
		S	351454.480	7630540.750	-64,43325149	-21,42134861	2593.699
29	9+065.507	E	351758.840	7630476.370	-64,43032121	-21,42195521	2616.290
		EJE	351756.480	7630482.490	-64,43034343	-21,42189974	2615.960
		S	351751.570	7630495.250	-64,43038967	-21,42178408	2615.279
30	9+330.000	E	352020.120	7630501.60	-64,42779860	-21,42174882	2635.750
		EJE	352019.90	7630506.410	-64,42780030	-21,42170536	2635.590
		S	352017.510	7630514.640	-64,42782263	-21,42163083	2635.335

Fuente: Elaboración Propia

3.3.1. Recursos hídricos

En Bolivia se tienen tres cuencas principales, denominadas del Amazonas, Del Plata y Cerrada o del Altiplano, a pesar de que la disponibilidad de agua superficial no ha sido debidamente estudiada, se estima que por la cuenca amazónica fluyen 180 mil millones de m³/año; por la cuenca del Plata 22.000 millones de m³/año y por la cuenca Cerrada 1.600 millones de m³/año.

En el Departamento de Tarija se presentan dos sistemas hidrográficos de características muy distintas, sistema del río Pilcomayo y el sistema del río Bermejo, ambas pertenecientes a la gran cuenca del Río de La Plata. El Proyecto se encuentra en su totalidad en el sistema del río Bermejo, en el sub-sistema del Río Tarija la que se describe con mayor detalle en los párrafos siguientes.

En el área del proyecto, sector que corresponde a las subcuencas de río Canaletas y Junacas, presenta en general un relieve accidentado montañoso, por donde los ríos se desplazan en las cabeceras en forma restringida, con taludes pronunciados y gradientes mayores a 7 %. Sus redes de drenaje están constituidas por varias quebradas de fuertes pendientes.

Fisiográficamente, se encuentra el proyecto en los límites provinciales de Cercado y O'Connor en esta zona los valles que son estrechos. En los sectores altos del área las pendientes son fuertes y el problema de la erosión y arrastre de sedimentos es alto. Por lo que se concluye que en el área del proyecto existente abarca parte de la subcuenca hidrográfica de Junacas y Canaletas.

Ríos más importantes en el área del proyecto

Entre los ríos más importantes que existen en la zona se pueden mencionar:

- El río Canaletas tiene una dirección Sud – Este que va paralelo al tramo en estudio, los demás cursos son afluentes a este río o al río Junacas.

El estudio de cuencas toma en cuenta las estaciones para el análisis de la estación de Yesera Norte, Junacas y Yesera Sur obtenida del SENAMHI, se las puede encontrar en el Anexo 2 en las tablas A-2.1, A-2.2, A-2.3.

3.3.2. Parámetros geomorfológicos de las cuencas

Los parámetros geomorfológicos de las diferentes cuencas proporcionan las características de funcionamiento en la evaluación de las aguas que provienen de las lluvias. Los parámetros necesarios que se utilizaron fueron los siguientes:

- Área y Perímetro de la Cuenca
- Índice de Compacidad
- Rectángulo Equivalente
- Índice de Pendiente
- Pendiente de la Cuenca
- Pendiente de Cauce
- Densidad de Drenaje
- Factor de Forma
- Factor de Circularidad de Miller
- Alejamiento Medio
- Razón de elongación

Las Tablas de las características morfológicas se encuentra en Anexo 2 en la tabla A.2.4.

3.3.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Se eligió aquellas estaciones próximas a las cuencas de aporte que inciden sobre el proyecto vial, y que es representativa de las cuencas de aporte de los cursos más importantes que cruzan la carretera.

Tabla 3.6. Estaciones meteorológicas

ESTACIÓN	LATITUD (S)	LONGITUD(W)	ALTITUD (msnm)
YESERA NORTE	21°22'20"	64°33'03"	2277
JUNACAS	21°26'00"	64°28'00"	2300
YESERA SUR	21° 28' 02"	64° 33' 30"	2092

Fuente: SENAMHI

Tabla 3.7. Precipitaciones máximas Anuales En 24 Hrs. Yesera Sur

AÑO	PMÁX₂₄
2002	39,00
2003	37,00
2004	28,00
2005	46,00
2006	39,00
2007	46,00
2008	54,00
2009	34,30
2010	34,00
2011	47,00
2012	37,00
2013	43,00
2014	46,00
2015	34,50
2016	48,00
2017	40,00
2018	34,00
2019	48,00
2020	63,00
2021	44,00
2022	49,00

Fuente: SENAMHI

Tabla 3.8. Precipitaciones máximas anuales en 24 hrs. yesera norte

AÑO	PMÁX₂₄
1977	42,0
1978	38,0
1979	53,2
1980	42,3
1981	73,0
1982	40,2
1983	35,2
1984	97,0
1985	46,0
1986	68,0
1987	48,2
1991	67,0
1992	52,0
1993	71,0

AÑO	PMÁX₂₄
1994	49,5
1995	51,0
1996	49,0
1997	47,5
1998	55,0
1999	52,5
2000	69,0
2001	47,0
2002	59,0
2003	45,0
2004	30,0
2005	52,5
2006	43,5
2007	56,0
2008	68,0
2009	40,0
2010	43,0
2011	64,5
2012	35,0
2013	53,0
2014	43,5
2015	55,0
2016	34,5
2017	59,2
2018	47,0
2019	53,0
2020	56,5
2021	47,0
2022	55,0

Fuente: SENAMHI

Tabla 3.9. Precipitaciones máximas anuales en 24 hrs. junacas

AÑO	PMÁX₂₄
1978	60,00
1979	82,00
1980	33,00
1981	57,00
1982	39,00
1983	50,00

AÑO	PMÁX₂₄
1984	72,00
1985	36,00
1986	36,00
1987	30,00
1988	40,00
1989	36,00
1990	22,30
1991	23,00
1992	27,00
1993	60,00
1994	23,10
1995	42,20
1996	38,30
1997	51,00
1998	25,60
1999	58,40
2000	100,00
2001	56,50
2002	43,50

Fuente: SENAMHI

3.3.3.1. Análisis de Consistencia de Datos

Tal como lo señala UNESCO-ROSTLAC (1982) y UNESCO (2006), el primer paso al realizar cualquier evaluación espacial de precipitación es verificar la consistencia del periodo de la estadística pluviométrica a analizar. Esto implica asegurarse de que la estación haya sido observada de manera continua y consistente durante dicho periodo, con los mismos criterios de medición, y que su ubicación e instalación no hayan sufrido modificaciones que afecten los registros. Para esta verificación, se recomienda utilizar el método de las curvas de doble acumulación (CDA), también conocido como método de doble masa (MDM).

En nuestro análisis, se emplearon las estaciones Yesera Sud, Yesera Norte y Junacas, utilizando como estación patrón la del Aeropuerto, seleccionada por la confiabilidad y

calidad de su información. A continuación, se presenta el análisis mediante la metodología de la curva doble masa, que compara las precipitaciones acumuladas de las estaciones de estudio con las de la estación patrón para evaluar la consistencia de los datos.

El procedimiento aplicado consiste en tomar las precipitaciones medias anuales de las estaciones Yesera Sud, Yesera Norte y Junacas, y calcular sus valores acumulados mediante la siguiente fórmula:

$$P_i \text{ acumulada} = P_i + P(i - 1) \text{ acumulada}$$

Donde:

P_i acumulada = Precipitación acumulada, en mm

P_i = Precipitación anual, en mm

$P(i-1)$ acumulada = Precipitación acumulada del año anterior, en mm

A partir de esta ecuación de precipitación acumulada, se realiza el análisis de consistencia comparando los valores de las estaciones de Yesera Sud, Yesera Norte y Junacas con los de la estación patrón del Aeropuerto, lo que permite evaluar si los datos son homogéneos y consistentes para su posterior uso en el estudio de la cuenca y el cálculo de la precipitación media utilizando el método del Polígono de Thiessen.

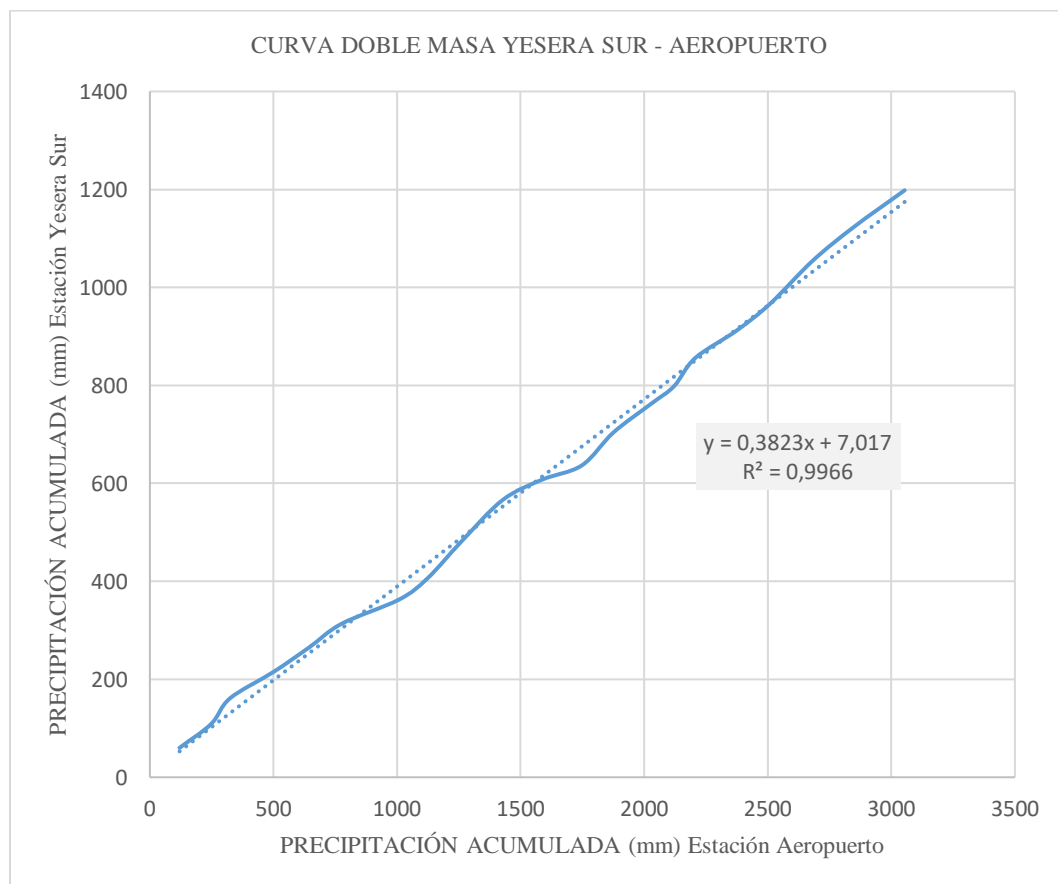
Tabla 3.10. Precipitaciones Acumuladas Yesera Sud y Aeropuerto

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Yesera Sud	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Aeropuerto	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Estación Yesera Sur	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Estación Aeropuerto
2002	119,8	60,0	39,00	60
2003	128	48,8	37,00	108,8
2004	76,5	52,4	28,00	161,2
2005	177	54,2	46,00	215,4
2006	142,7	49,5	39,00	264,9
2007	131	48,3	46,00	313,2
2008	233	49,5	54,00	362,7
2009	114,9	43,2	34,30	405,9
2010	137,3	75,2	34,00	481,1
2011	167,3	85,0	47,00	566,1

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Yesera Sud	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Aeropuerto	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Estación Yesera Sur	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Estación Aeropuerto
2012	159,3	41,4	37,00	607,5
2013	161	29,2	43,00	636,7
2014	128	67,3	46,00	704
2015	153,2	58,8	34,50	762,8
2016	92	35,6	48,00	798,4
2017	85	57,3	40,00	855,7
2018	168	56,2	34,00	911,9
2019	136	55,0	48,00	966,9
2020	171	87,2	63,00	1054,1
2021	165	68,4	44,00	1122,5
2022	208	75,8	49,00	1198,3

Fuente: SENAMHI

Figura 3.3. Curva doble masa yesera sud - aeropuerto



Fuente: Elaboración Propia

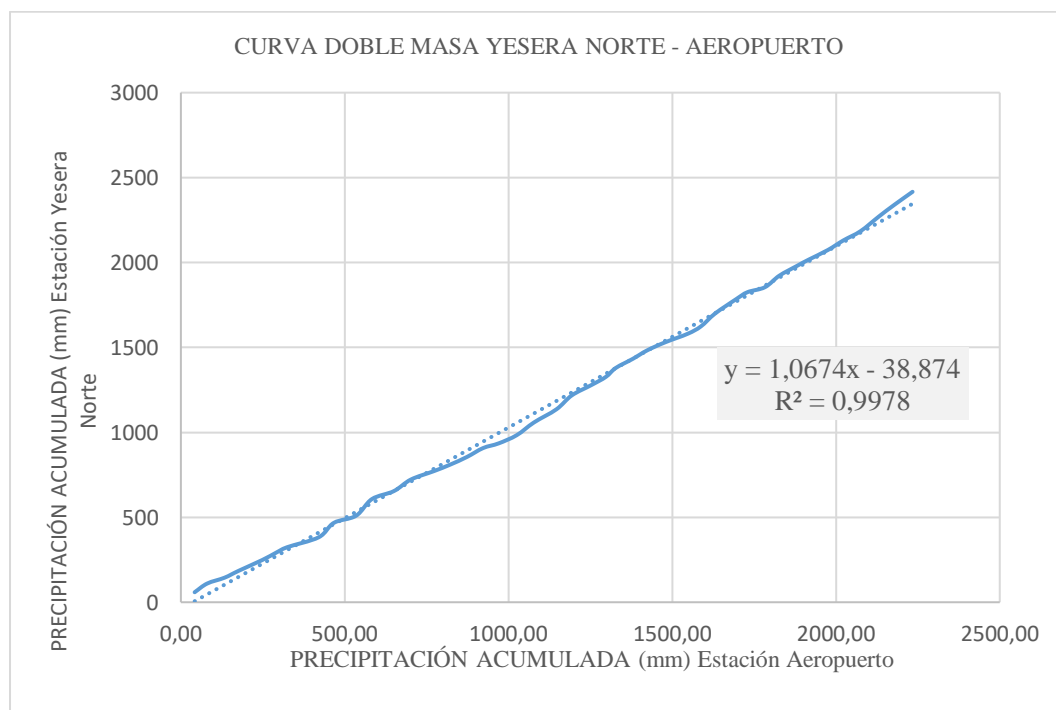
Tabla 3.11. Precipitaciones Acumuladas Yesera Norte y Aeropuerto

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Yesera Norte	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Aeropuerto	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Estación Yesera Norte	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Aeropuerto
1977	42,00	59	42,00	59
1978	38,00	51	80,00	110
1979	53,20	34,6	133,20	144,6
1980	42,30	39,7	175,50	184,3
1981	73,00	64,4	248,50	248,7
1982	40,20	41	288,70	289,7
1983	35,20	34	323,90	323,7
1984	97,00	59	420,90	382,7
1985	46,00	84,7	466,90	467,4
1986	68,00	42	534,90	509,4
1987	48,20	97,8	583,10	607,2
1991	67,00	47	650,10	654,2
1992	52,00	68,1	702,10	722,3
1993	71,00	50,1	773,10	772,4
1994	49,50	38,2	822,60	810,6
1995	51,00	45	873,60	855,6
1996	49,00	52	922,60	907,6
1997	47,50	27,7	970,10	935,3
1998	55,00	48	1025,10	983,3
1999	52,50	74,7	1077,60	1058
2000	69,00	78	1146,60	1136
2001	47,00	82	1193,60	1218
2002	59,00	60	1252,60	1278
2003	45,00	48,8	1297,60	1326,8
2004	30,00	52,4	1327,60	1379,2
2005	52,50	54,2	1380,10	1433,4
2006	43,50	49,5	1423,60	1482,9
2007	56,00	48,3	1479,60	1531,2
2008	68,00	49,5	1547,60	1580,7
2009	40,00	43,2	1587,60	1623,9
2010	43,00	75,2	1630,60	1699,1
2011	64,50	85	1695,10	1784,1
2012	35,00	41,4	1730,10	1825,5
2013	53,00	29,2	1783,10	1854,7
2014	43,50	67,3	1826,60	1922
2015	55,00	58,8	1881,60	1980,8
2016	34,50	35,6	1916,10	2016,4
2017	59,20	57,3	1975,30	2073,7
2018	47,00	56,2	2022,30	2129,9

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Yesera Norte	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Aeropuerto	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Estación Yesera Norte	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Aeropuerto
2019	53,00	55	2075,30	2184,9
2020	56,50	87,2	2131,80	2272,1
2021	47,00	68,4	2178,80	2340,5
2022	55,00	75,8	2233,80	2416,3

Fuente: SENAMHI

Figura 3.4. Curva doble masa yesera norte - aeropuerto



Fuente: Elaboración Propia

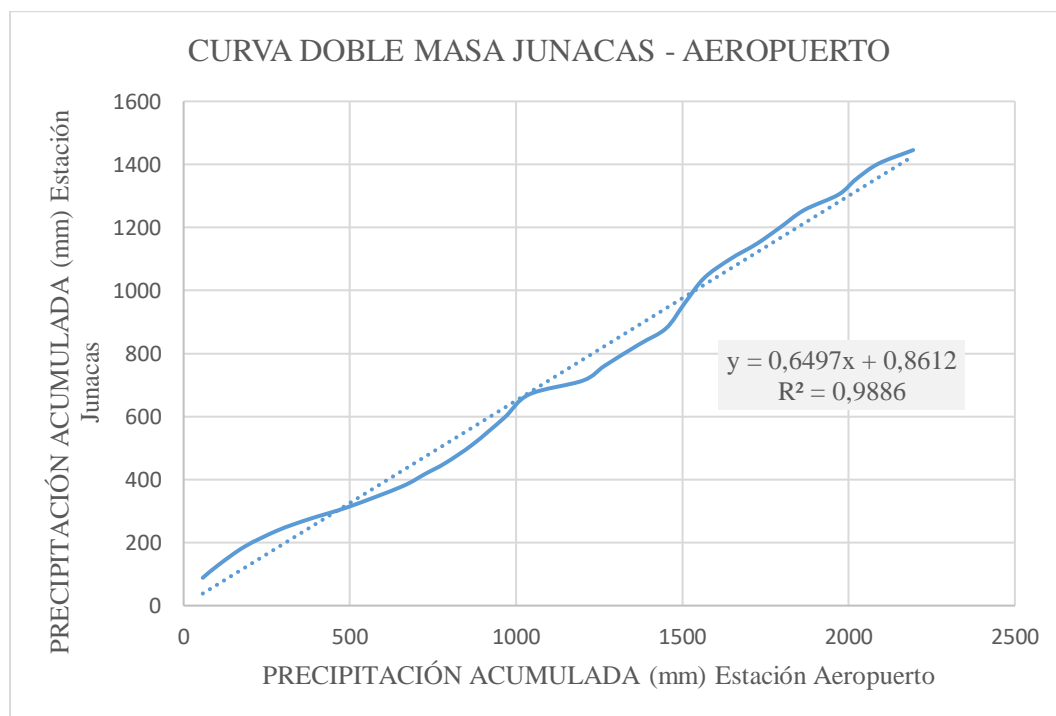
Tabla 3.12. Precipitaciones Acumuladas Junacas y Aeropuerto

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Junacas	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Aeropuerto	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Estación Junacas	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Aeropuerto
1975	57,5	88,3	57,5	88,3
1976	47	40,6	104,5	128,9
1977	80	59	184,5	187,9
1978	99	51	283,5	238,9
1979	91	34,6	374,5	273,5
1980	121	39,7	495,5	313,2
1981	160	64,4	655,5	377,6
1982	72	41	727,5	418,6
1983	60	34	787,5	452,6

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Junacas	PRECIPITACIÓN (mm) Estación Aeropuerto	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Estación Junacas	PRECIPITACIÓN ACUMULADA (mm) Aeropuerto
1984	82	59	869,5	511,6
1985	95	84,7	964,5	596,3
1989	75	74	1039,5	670,3
1990	162	44	1201,5	714,3
1991	65	47	1266,5	761,3
1992	104	68,1	1370,5	829,4
1993	80	50,1	1450,5	879,5
2000	55	78	1505,5	957,5
2001	60	82	1565,5	1039,5
2002	78,1	60	1643,6	1099,5
2003	80,3	48,8	1723,9	1148,3
2004	70,9	52,4	1794,8	1200,7
2005	71	54,2	1865,8	1254,9
2006	104	49,5	1969,8	1304,4
2007	52	48,3	2021,8	1352,7
2008	67,5	49,5	2089,3	1402,2
2009	104,60	43,2	2193,9	1445,4

Fuente: SENAMHI

Figura 3.5. Curva doble masa Junacas - aeropuerto



Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se muestra un cuadro resumen de las consistencias de las estaciones utilizadas para el estudio.

Tabla 3.13. Resultados de consistencia

ESTACIÓN	R ²	RESULTADO
Yesera Sud	0,9966	Consistencia
Yesera Norte	0,9978	Consistencia
Junacas	0,9886	Consistencia

Fuente: Elaboración Propia

El coeficiente de determinación obtenido a partir de la curva de doble masa muestra una relación lineal muy fuerte entre los datos de las estaciones de estudio (Yesera Sud, Yesera Norte y Junacas) y los de la estación patrón del Aeropuerto. Un valor de tan cercano a 1 indica que la variabilidad de los datos entre las estaciones de estudio y la estación patrón es explicada casi en su totalidad por la tendencia lineal observada.

Por lo tanto, los resultados obtenidos demuestran que los datos de las estaciones Yesera Sud, Yesera Norte y Junacas son altamente consistentes en relación con la estación patrón del Aeropuerto. Esta consistencia garantiza la confiabilidad de los registros pluviométricos para su utilización en el análisis hidrológico de la cuenca.

3.3.3.2. Distribución espacial de la precipitación

Desde el punto de vista espacial, la precipitación no se distribuye de manera uniforme en el ámbito de la cuenca, debido a los mecanismos de generación de la lluvia y a las características altitudinales de la hoya hidrográfica. De allí que uno de los aspectos iniciales de la hidrología es la estimación de la precipitación representativa para el conjunto del área en estudio.

Usualmente, este valor representativo puede tomarse como el promedio aritmético del conjunto de las estaciones existentes o como el valor ponderado por un área de influencia determinado. En este segundo caso, el problema a resolver será la estimación del área para el cual el valor puntual, medido en una estación, es representativo.

Para la estimación de la precipitación media los métodos más usuales:

- **Polígono de Thiessen**
- **Isoyetas**

Las estaciones que fueron necesarias para graficar los polígonos Thiessen y las Isoyetas:

Tabla 3.14. Estaciones climatológicas y pluviométricas

ESTACIÓN	PRECIPITACIÓN	LATITUD	LONGITUD	ALTURA
	(mm)	S.	W.	msnm
Sella Cercado	523,8	21°22' 0"	64°39' 0"	2080
Yesera Norte	665,4	21°22'20"	64°33' 03"	2277
Junacas	524,1	21°26'00"	64°28' 00"	2300
El Huayco	1288,1	21°19'00"	64°15' 00"	1510
Entre Rios	1169,8	21°30'11"	64°10' 14"	1260
Laderas	403,2	21°39'00"	64°32' 00"	2080
Santa Ana	386,3	21°31'00"	64°34' 00"	1950
Aeropuerto Tja	602,1	21°32'48"	64°42' 39"	1849

Fuente: SENAMHI

3.3.3.2.1. Polígono de Thiessen

Este método es aplicado a zonas con una distribución irregular de las estaciones y en donde los accidentes topográficos no juegan un papel importante en la distribución de la precipitación.

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_i * P_i}{A_t}$$

Donde:

A_i = Área del polígono i

P_i = Precipitación en la estación i

A_t = Área total de la cuenca

P_m = Precipitación media sobre la cuenca

n = Numero de polígonos

El procedimiento para el cálculo es el siguiente:

- Se unen los pluviómetros adyacentes con líneas rectas.
- Se trazan mediatrices a las líneas que unen los pluviómetros. Recordar que una mediatriz es una línea recta perpendicular a un segmento de recta y que parte de su punto medio. Como las figuras formadas son triángulos, las mediatrices se encuentran en un punto dentro del mismo.
- Se prolongan las mediatrices hasta el límite de la cuenca.
- Se calcula el área formada por las mediatrices para cada pluviómetro.
- Se observa que cada pluviómetro queda con un área de influencia dentro de la cuenca. El siguiente paso es medir el área asociada a cada pluviómetro y determinar el ponderador de área para encontrar la precipitación media. Ver Cuadro N° 12. Retomando los mismos valores de precipitación, tenemos:

Tabla 3.15. Estaciones climatológicas y pluviométricas

N°	Pluviómetro	Precipitación (mm)	Área (km ²)	Ponderador de Área	Precipitación ponderada (mm)
1	El Huayco	1288,1	2807615,43	0,012	15,719
2	Junacas	524,1	171055764,05	0,743	389,659
3	Santa Ana	386,3	50832932,26	0,221	85,350
4	Laderas	403,2	5377712,02	0,023	9,424
Suma=		2601,7	230074023,8	1,000	500,152

Fuente: SENAMHI

3.3.3.2.2. Método de isoyetas

El método de los polígonos de Thiessen se aplica con mayor precisión a zonas con topografía suave o plana. En este sentido no tiene en cuenta las variaciones producidas por la orografía local, es decir los sistemas montañosos y valles que lo conforman, ya vimos que hay lluvias definidas por accidentes orográficos. Cuando se cuentan con regiones montañosas, se aplica el método de las isoyetas, es importante decir que una isoyeta es una línea curva que une los puntos que tienen igual valor de precipitación, en este sentido es análoga a las curvas de nivel.

$$P_m = \frac{\sum_{j=1}^n A_j * P_j}{A_t}$$

Donde:

A_j = Área entre cada par de Isoyetas

P_j = Promedio de las profundidades de lluvia de dos isoyetas adyacentes

A_t = Área total de la cuenca

P_m = Precipitación media sobre la cuenca

n = Numero de isoyetas adyacentes

El procedimiento para el cálculo es el siguiente:

- Por facilidad se puede partir de los triángulos contruidos en el método de los polígonos de Thiessen. Se debe tener en cuenta el valor de precipitación de cada uno de los pluviómetros.
- Se asume que la precipitación varía en forma lineal entre uno y otro pluviómetro, es decir sobre la línea que los une se puede trazar a intervalos regulares la curva que hace falta.
- Se grafican las isoyetas.
- Se calcula el área formada por dos isoyetas consecutivas.

En el Plano del Anexo N°6 se muestran los valores de precipitación de cada pluviómetro y las respectivas isoyetas. Lo que se hace a continuación es muy similar al caso anterior, se calcula el área entre dos isoyetas consecutivas y el ponderado de área. Para obtener la precipitación media de la cuenca, se multiplica el factor ponderador por la isoyeta promedia, que es la isoyeta promedia de las dos consecutivas a las cuales se les determinó el área en la tabla 20.

Tabla 3.16. Estaciones Climatológicas y Pluviométricas

N°	ISOYETA	ISOYETA PROMEDIO	AREA (KM2)	PONDERADOR DE AREA	PRECIPITACION PONDERADA (MM)
1	Limite - 900	925	918878,25	0,004	3,694
2	900 - 850	875	7171328,37	0,031	27,273
3	850 - 800	825	11498792,03	0,050	41,232
4	800 - 750	775	18581772,91	0,081	62,592

Nº	ISOYETA	ISOYETA PROMEDIO	AREA (KM2)	PONDERADOR DE AREA	PRECIPITACION PONDERADA (MM)
5	750-700	725	18626692,49	0,081	58,696
6	700-650	675	11823719,45	0,051	34,689
7	650-600	625	14363860,96	0,062	39,020
8	600-550	575	32892972,57	0,143	82,206
9	550-500	525	30266671,12	0,132	69,065
10	500-450	475	46459158,82	0,202	95,917
11	450-400	425	29656723,63	0,129	54,783
12	400 - limite	350	7813453,16	0,034	11,886
Suma=			230074023,8	1,000	581,054

Fuente: Elaboración Propia

El valor de 581.05 mm corresponde a la precipitación media sobre las cuencas en estudio (cuencas de Junacas y Canaletas).

3.3.3.3. Funciones de probabilidad teóricas

Los métodos estadísticos se apoyan en la existencia de series de datos de caudales en el lugar de interés, las cuales son sometidas a un análisis de frecuencias. Esto implica efectuar el ajuste de varias distribuciones teóricas a una determinada muestra, para comparar y concluir cuál de ellas se aproxima mejor a la distribución empírica.

Las distribuciones teóricas utilizadas en el estudio para el análisis de máximas avenidas son: Gumbel, Pearson III y Log Pearson III.

Para realizar el análisis Estadístico, los valores históricos de precipitación máxima en 24 horas se ajustaron a las distribuciones teóricas:

3.3.3.3.1. Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$X = \bar{x} + K\sigma x$$

Donde:

x: Valor con una probabilidad dada.

x: Media de la serie.

k: Factor de frecuencia.

La tabla completa de la prueba Gumbel de Yesera Norte completa se encuentra en el Anexo 2 tabla A-2.5.

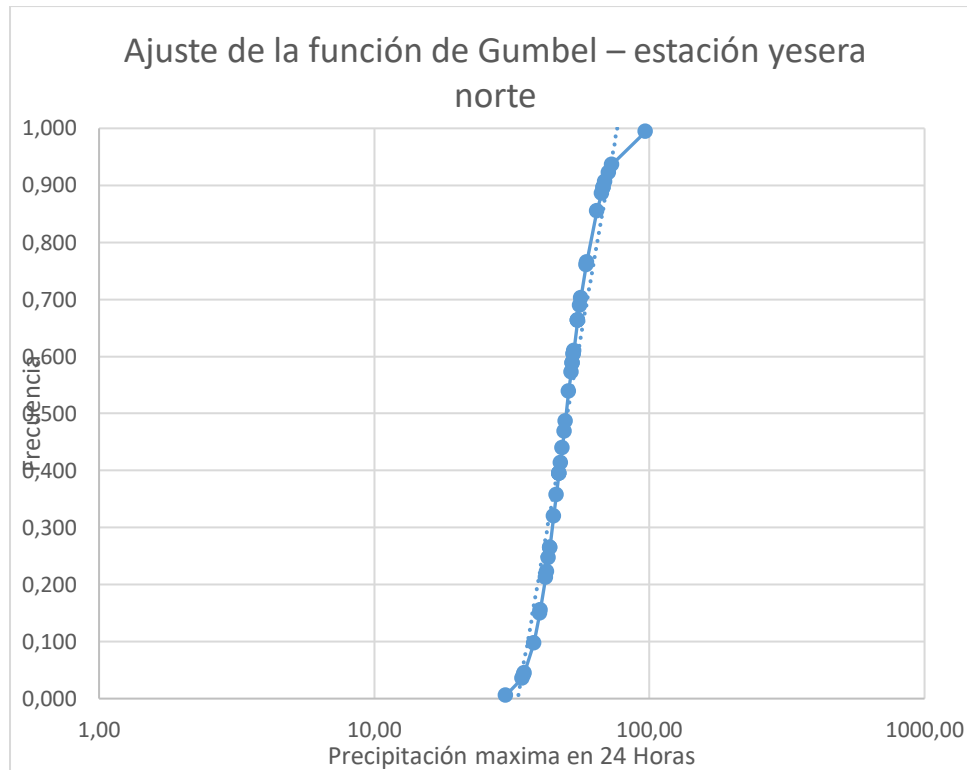
Tabla 3.17. Resumen de la Prueba Gumbel – yesera norte

AÑO	X	(X - Xm)	(X - Xm) ²
	(mm)		
S =	2.233,80	S =	6.648,43
n =	43,00		
Xm =	51,95	a =	9,81
s =	12,58	m =	46,29

Fuente: Elaboración Propia

La tabla del modelo probabilístico Gumbel se encuentra en el Anexo 2 en la tabla A-2.6.

Figura 3.6. Ajuste de la función de Gumbel – estación yesera norte



Fuente: Elaboración Propia

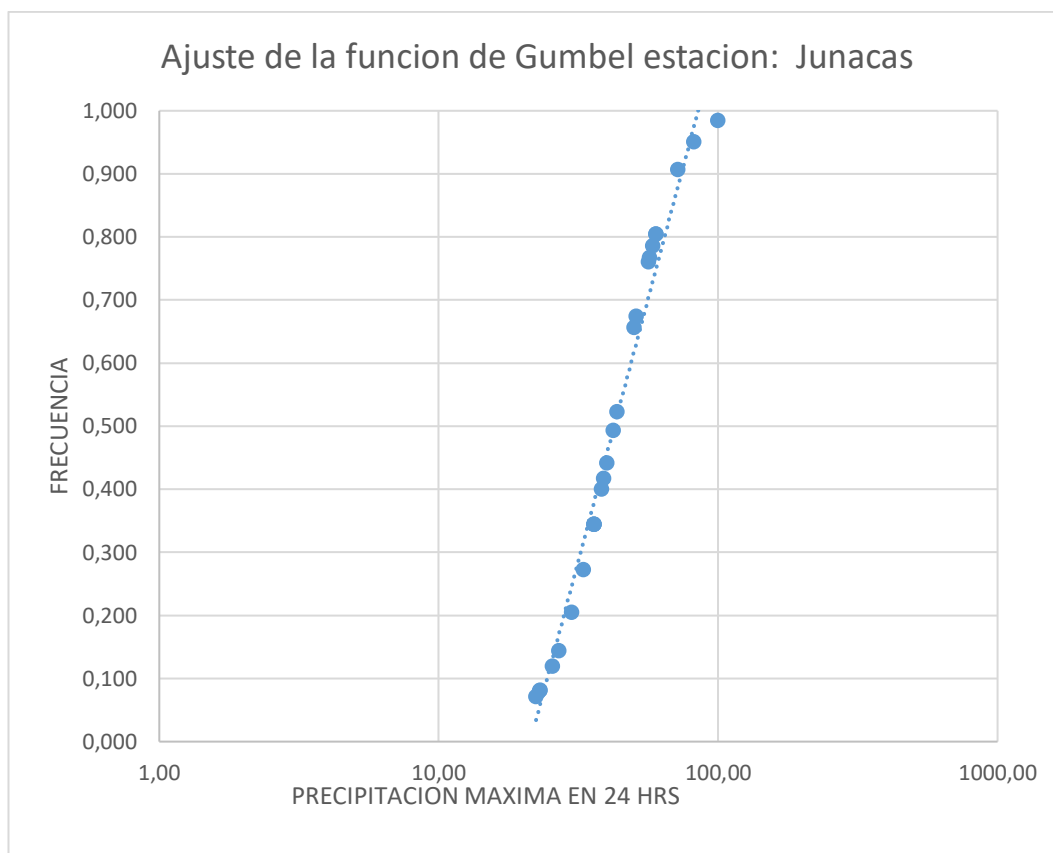
Prueba Gumbel para la estación de Junacas, se muestran a continuación las tablas resumen y el gráfico las tablas completas se encuentran en Anexo 2 en la tabla A-2.7. y la tabla del modelo probabilístico Gumbel de Junacas en la tabla A-2.8.

Tabla 3.18. A-2.7. Tabla Resumen Prueba Gumbel – Junacas

AÑO	X	(X - Xm)	(X - Xm) ²
	(mm.)		
S =	1.141,90	S =	8.985,63
n =	25,00		
Xm =	45,68	a =	15,09
s =	19,35	m =	36,97

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.7. Ajuste de la función de Gumbel – Junacas



Fuente: Elaboración Propia

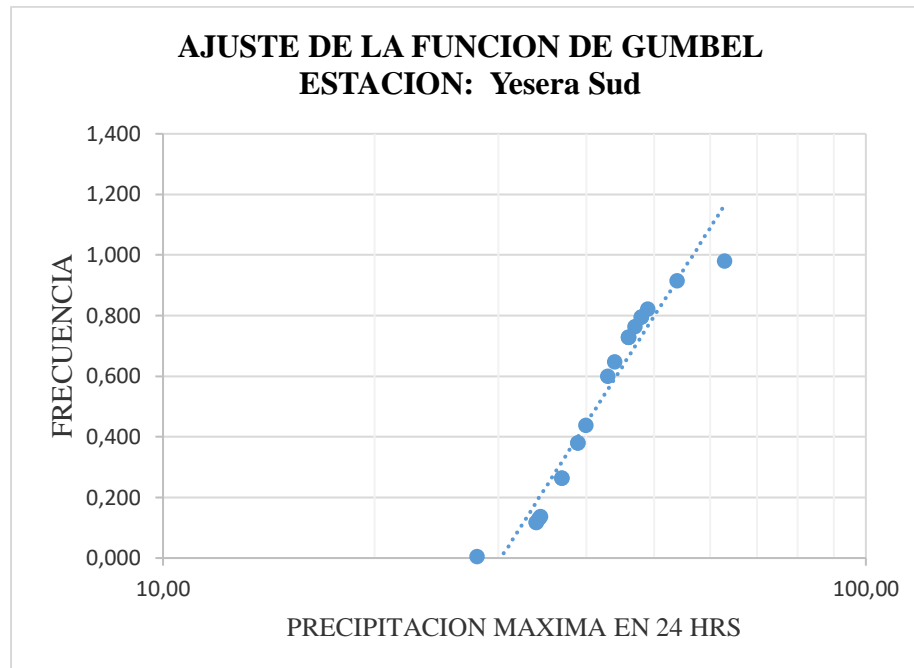
Prueba Gumbel para la estación de Yesera Sur, se muestran a continuación las tablas resumen y el grafico las tablas completas se encuentran en Anexo 2 en la tabla A-2.9. y la tabla del modelo probabilístico Gumbel de Yesera Sur en la tabla A-2.10.

Tabla 3.19. Resumen Prueba Gumbel – Yesera Sur

AÑO	X	(X - Xm)	(X - Xm) ²
	(mm)		
S =	890,80	S =	1.291,85
n =	21,00		
Xm =	42,42	a =	6,27
s =	8,04	m =	38,80

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.8. Ajuste de la función Gumbel – estación Yesera Sur



Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.3.2. Distribución pearson III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Válido para: $x_0 \leq x < \infty$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x₀: origen de la variable x, parámetro de posición

γ: parámetro de forma

β: parámetro de escala

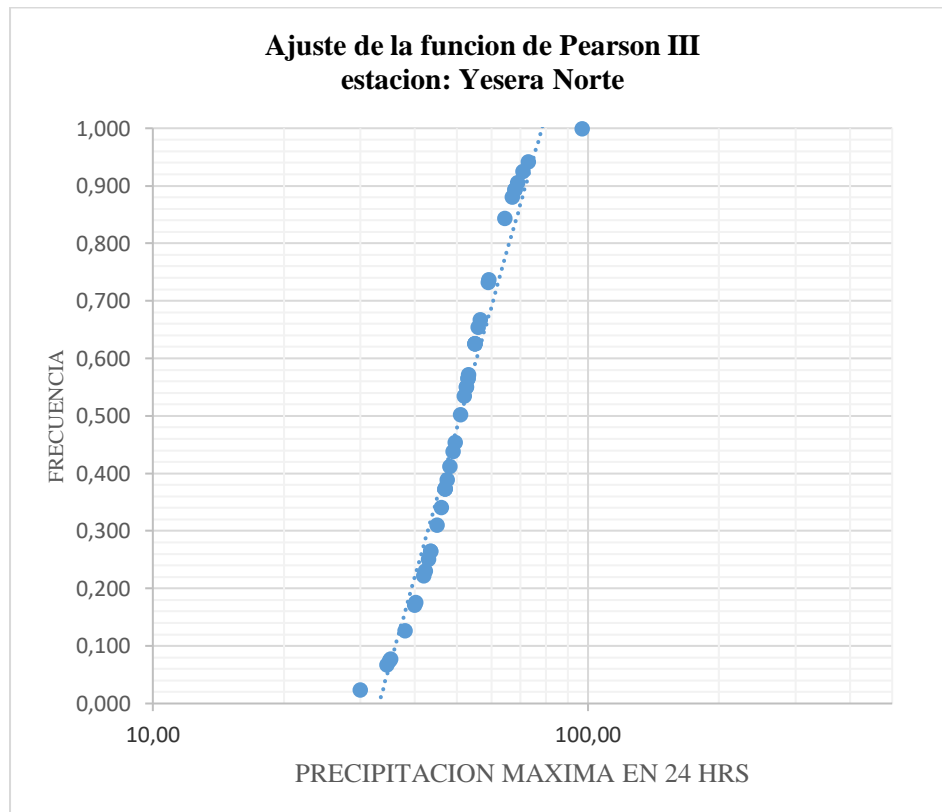
La tabla completa del análisis de Prueba Pearson III – Yesera Norte se encuentra en Anexo 2 en la Tabla A-2.11. y de igual manera el análisis de la tabla de Modelo probabilístico de Pearson III – Yesera Norte en la Tabla A-2.12.

Tabla 3.20. Resumen Prueba Pearson III – Yesera Norte

AÑO	X (mm)	(X - Xm)	(X - Xm) ²	(X - Xm) ³
1977	42,00	-9,95	98,98	-984,73
2022	55,00	3,05	9,31	28,41
S =	2.233,80	S =	6.648,43	90.884,35
n =	43,00	M ³ =	2.113,59	
Xm =	51,95	Cs =	1,14	
s =	12,58	g =	17,05	
b =	3,05			

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.9. Ajuste de la función de Pearson III – estación Yesera Norte



Fuente: Elaboración Propia

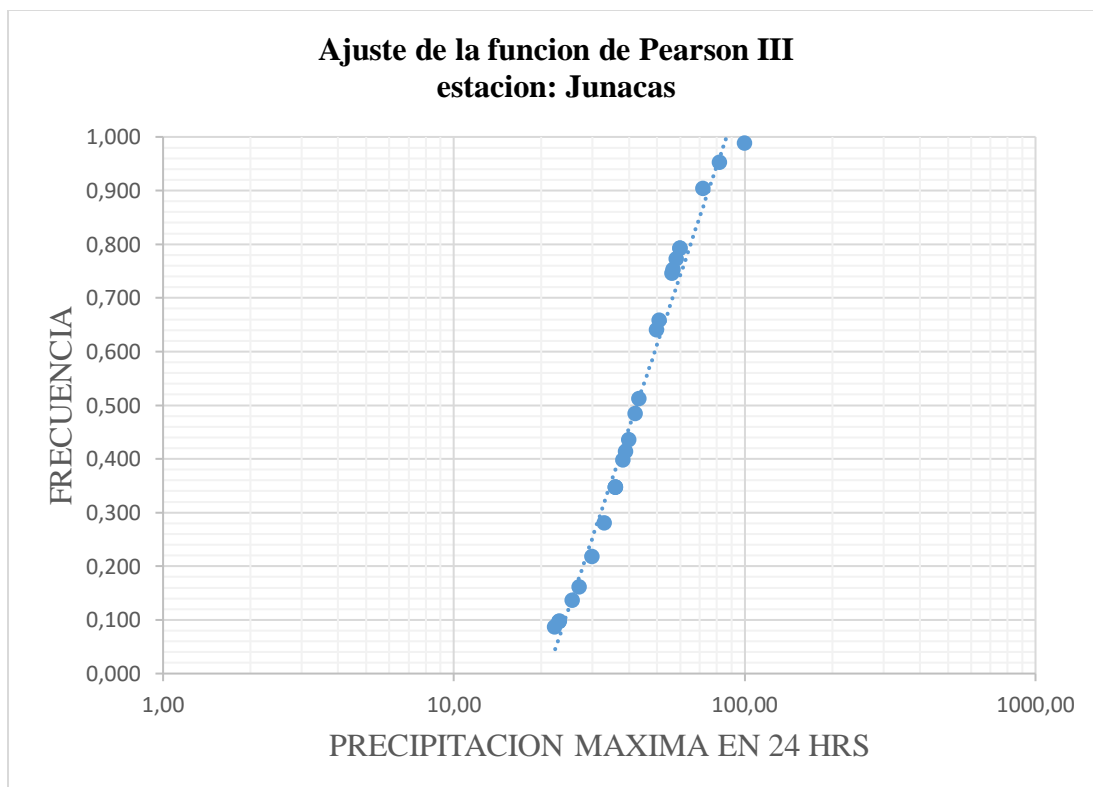
La tabla completa del análisis de Prueba Pearson III – Junacas se encuentra en Anexo 2 en la Tabla A-2.13. y de igual manera el análisis de la tabla de Modelo probabilístico de Pearson III – Junacas en la Tabla A-2.14.

Tabla 3.21. Resumen Prueba Pearson III – Junacas

AÑO	X (mm)	(X - Xm)	(X - Xm) ²	(X - Xm) ³
1978	60,00	14,32	205,18	2.938,96
2002	43,50	-2,18	4,73	-10,30
S =	1.141,90	S =	8.985,63	177.287,39
n =	25,00	M ³ =	7.091,50	
Xm =	45,68	Cs =	1,11	
s =	19,35	g =	5,57	
b =	8,20			

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.10. Ajuste De La Función De Pearson III – Junacas



Fuente: Elaboración Propia

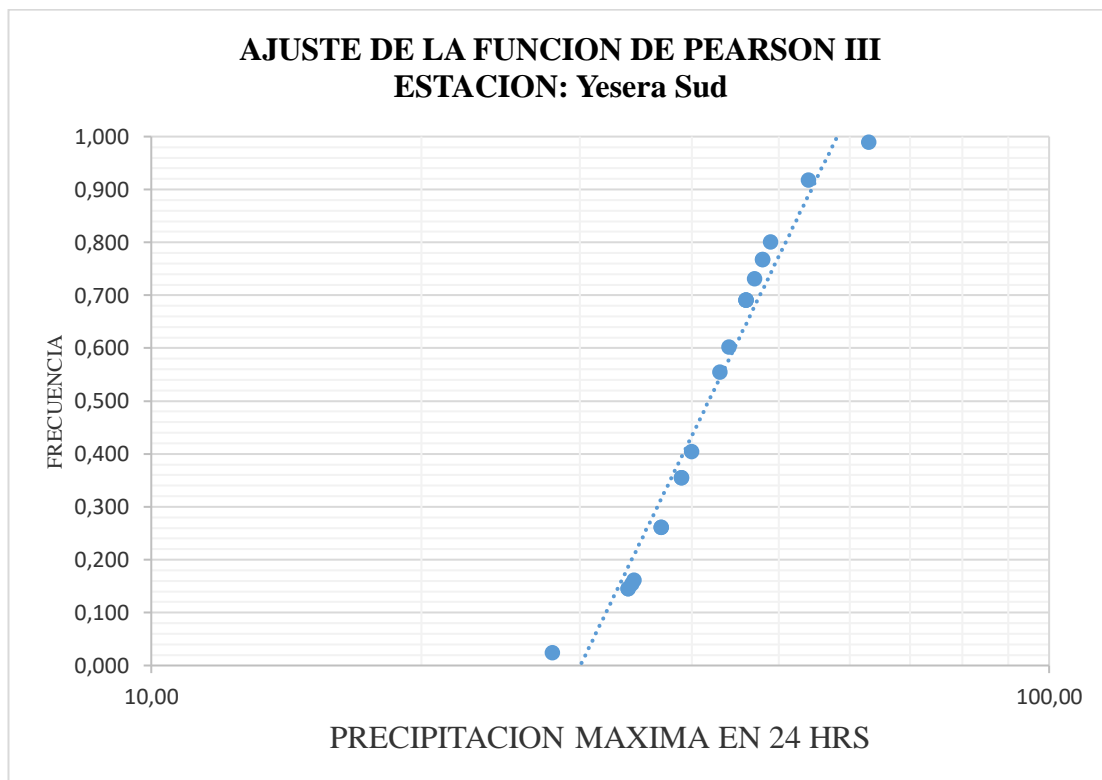
La tabla completa del análisis de Prueba Pearson III – Yesera Sur se encuentra en Anexo 2 en la Tabla A-2.15. y de igual manera el análisis de la tabla de Modelo probabilístico de Pearson III – Yesera Sur en la Tabla A-2.16.

Tabla 3.22. Prueba Pearson III – Yesera Sur

AÑO	X (mm)	(X - X_m)	(X - X_m)²	(X - X_m)³
2002	39,00	-3,42	11,69	-39,97
2022	49,00	6,58	43,31	285,01
S =	890,80	S =	1.291,85	5.506,00
n =	21,00	M ³ =	262,19	
X _m =	42,42	C _s =	0,59	
s =	8,04	g =	27,86	
b =	1,52			

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.11. Ajuste De La Función De Gumbel – Yesera Sur



Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.3. Distribución Log-Pearson III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

x_0 : parámetro de posición

γ : parámetro de forma

β : parámetro de escala

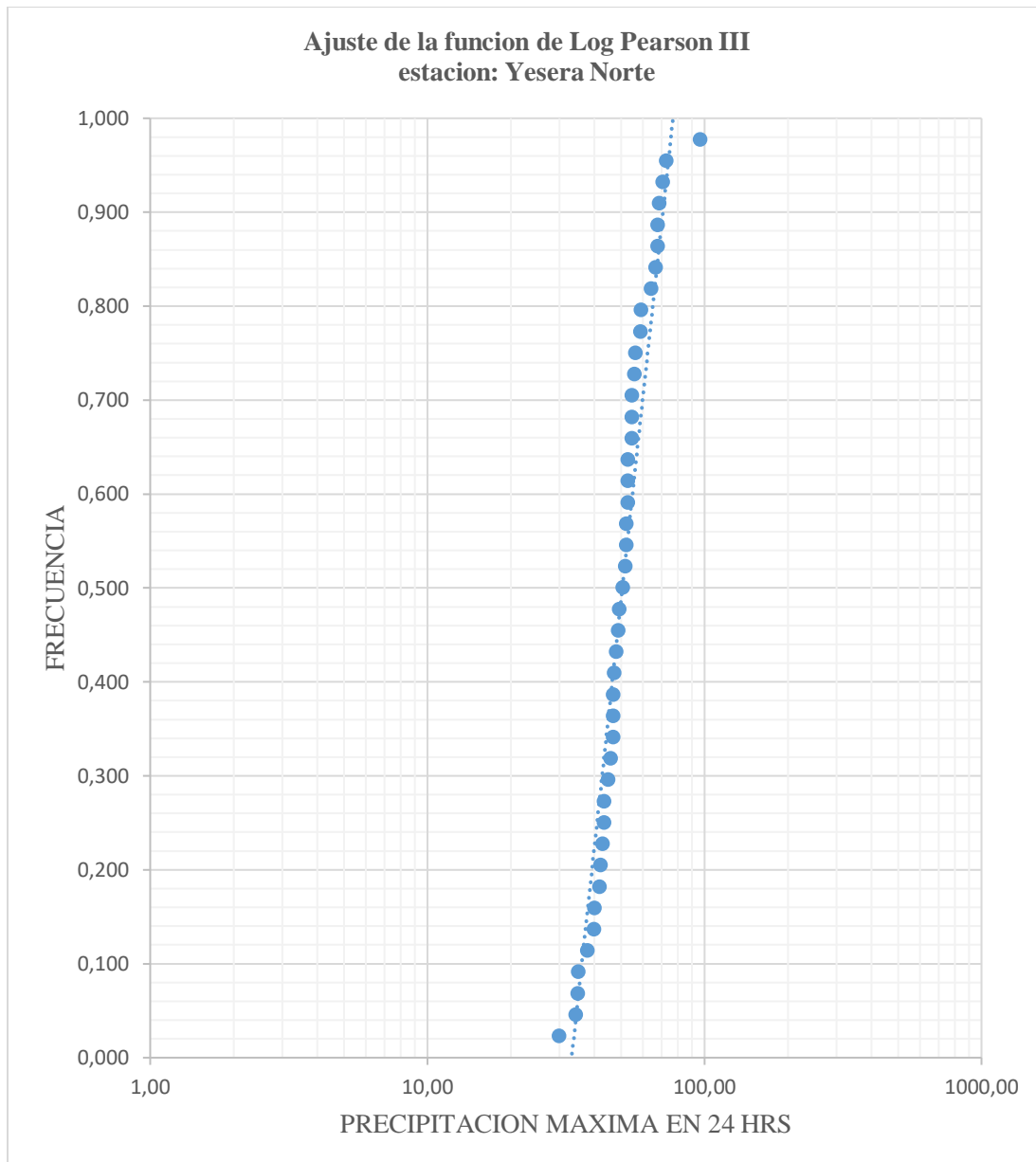
La tabla completa del análisis de Prueba Log-Pearson III – Yesera Norte se encuentra en Anexo 2 en la Tabla A-2.17. y de igual manera el análisis de la tabla de Modelo probabilístico de Log-Pearson III – Yesera Norte en la Tabla A-2.18.

Tabla 3.23. Resumen de la Prueba Log-Pearson III – Yesera Norte

AÑO	X	LN(X)	(X - Xm)	(X - Xm) ²	(X - Xm) ³
	(mm)				
1977	42,00	3,74	-0,19	0,03	-0,0064
2022	55,00	4,01	0,08	0,01	0,0006
S =	168,72		S =	2,25	0,12
n =	43,00		M ³ =	0,0029	
Xm =	3,92		Cs =	0,25	
s =	0,23		g =	287,77	
b =	0,01				

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.12. Ajuste De La Función De Log-Pearson III – Estación
Yesera Norte



Fuente: Elaboración Propia

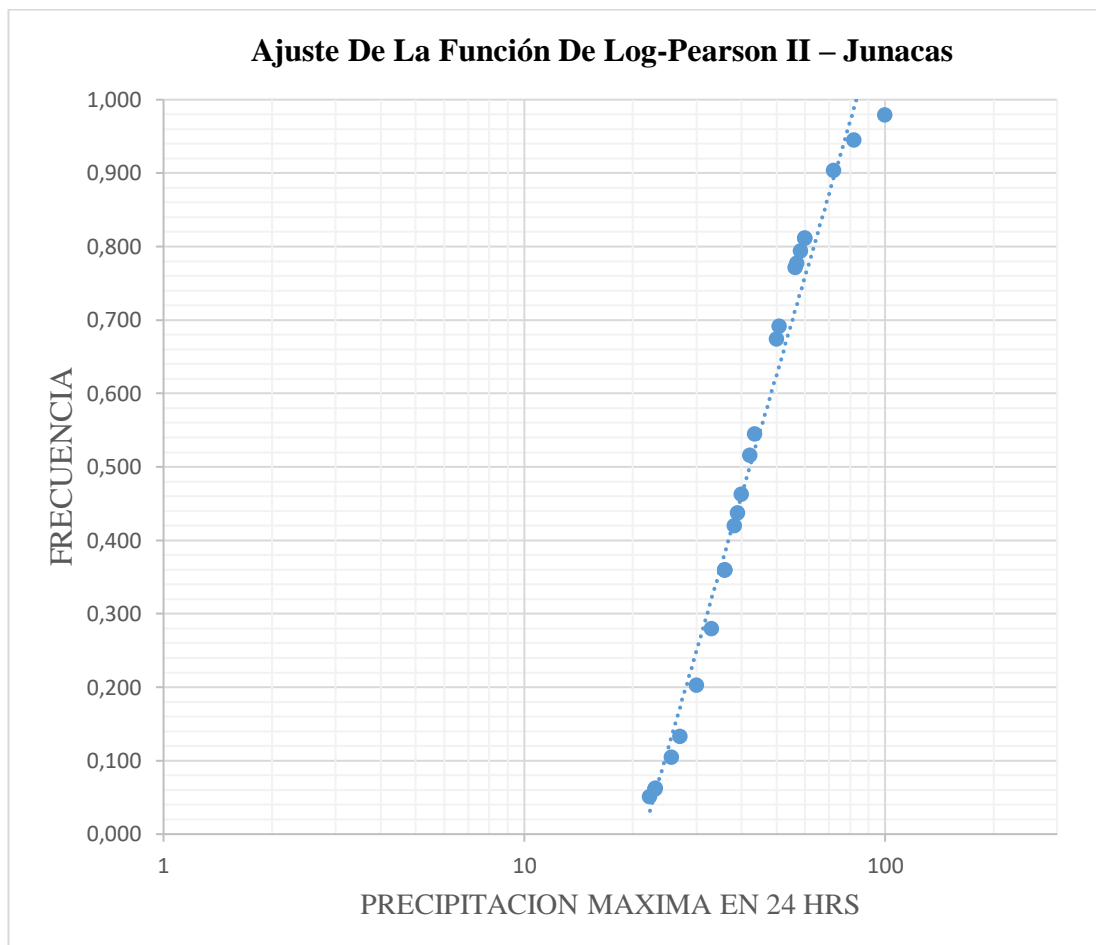
La tabla completa del análisis de Prueba Log-Pearson III – Junacas se encuentra en Anexo 2 en la Tabla A-2.19. y de igual manera el análisis de la tabla de Modelo probabilístico de Log-Pearson III – Junacas en la Tabla A-2.20.

Tabla 3.24. Resumen de la Prueba Log-Pearson III – Junacas

AÑO	X	LN(X)	(X - Xm)	(X - Xm) ²	(X - Xm) ³
	(mm)				
1978	60	4,09	0,35	0,12	0,04
2002	43,5	3,77	0,03	0,00	0,00
S =	93,55		S =	3,92	0,30
n =	25,00		M ³ =	0,01	
Xm =	3,74		Cs =	0,20	
s =	0,40		g =	85,63	
b =	0,04				

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.13. Ajuste De La Función De Log-Pearson II – Junacas



Fuente: Elaboración Propia

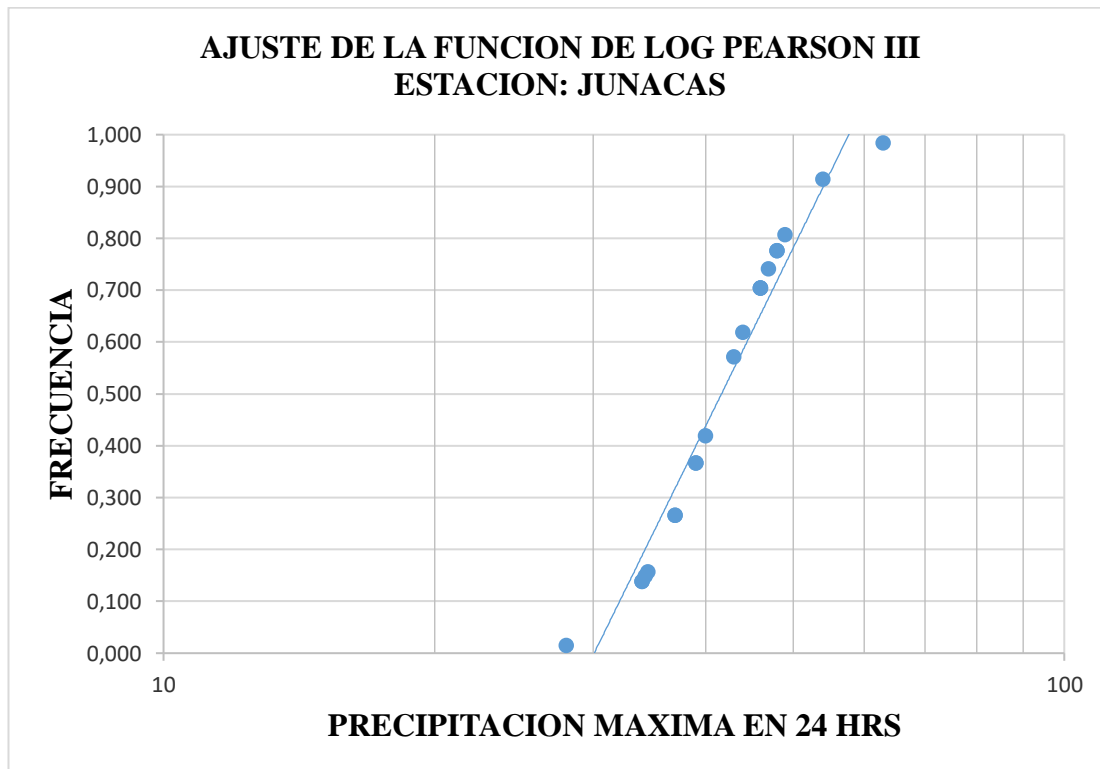
La tabla completa del análisis de Prueba Log-Pearson III – Yesera Sur se encuentra en Anexo 2 en la Tabla A-2.21. y de igual manera el análisis de la tabla de Modelo probabilístico de Log-Pearson III – Yesera Sur en la Tabla A-2.22.

Tabla 3.25. Resumen de la Prueba Log-Pearson III – Yesera Sur

AÑO	X	LN(X)	(X - Xm)	(X - Xm) ²	(X - Xm) ³
	(mm.)				
2002	39,00	3,66	-0,07	0,00	0,00
2022	49	3,89	0,16	0,03	0,00
S =	78,35		S =	0,71	0,0029
n =	21,00		M ³ =	0,00	
Xm =	3,73		Cs =	0,02	
s =	0,19		g =	394,80	
b =	0,01				

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.14. Ajuste De La Función De Log-Pearson – Yesera Sur



Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.3.4. *Prueba de bondad de ajuste*

Para el análisis de confiabilidad de los datos hidrológicos de las estaciones de estudio utilizaremos las pruebas de:

- **Smirov – Kolmogorov**
- **Chi Cuadrado**
- **Anderson-Darling**

3.3.3.3.4.1. *Smirov – Kolmogorov*

Para saber que distribución teórica se ajusta mejor a los datos de intensidades calculadas, se aplicara la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov*Smirnov. Consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia Δ entre la función de distribución de probabilidad observada $F(X)$ y la estimada $P(X)$.

$$\Delta = \max|F(X) - P(X)|$$

Donde:

Δ : Estadístico de Smirov – Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(X)$: Probabilidad de la distribución teórica.

$P(X)$: Probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

Comparando el valor estadístico Δ , con el valor crítico Δ_0 del Cuadro No33: Si $\Delta < \Delta_0$, entonces el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.

Tabla 3.26. Modelo probabilístico de Log-Pearson III – Yesera Sur

n	Test de Kolmogorov-Smirnov							
	Nivel de significación α							
	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01	0.005	0.002	0.001
20	0.23156	0.26473	0.29408	0.32866	0.35241	0.37451	0.40165	0.42085
21	0.22517	0.25858	0.28724	0.32104	0.34426	0.36588	0.39243	0.41122
22	0.22115	0.25283	0.28087	0.31394	0.33666	0.35782	0.38382	0.40223
23	0.21646	0.24746	0.27491	0.30728	0.32954	0.35027	0.37575	0.39380
24	0.21205	0.24242	0.26931	0.30104	0.32286	0.34318	0.36787	0.38588
25	0.20790	0.23768	0.26404	0.29518	0.31657	0.33651	0.36104	0.37743
26	0.20399	0.23320	0.25908	0.28962	0.30963	0.33022	0.35431	0.37139
27	0.20030	0.22898	0.25438	0.28438	0.30502	0.32425	0.34794	0.36473
28	0.19680	0.22497	0.24993	0.27942	0.29971	0.31862	0.34190	0.35842
29	0.19348	0.22117	0.24571	0.27471	0.29466	0.31327	0.33617	0.35242
30	0.19032	0.21756	0.24170	0.27023	0.28986	0.30818	0.33072	0.34672
31	0.18732	0.21412	0.23788	0.26596	0.28529	0.30333	0.32553	0.34129
32	0.18445	0.21085	0.23424	0.26189	0.28094	0.29870	0.32058	0.33611
33	0.18171	0.20771	0.23076	0.25801	0.27577	0.29428	0.31584	0.33115
40	0.16547	0.18913	0.21012	0.23494	0.25205	0.26803	0.28772	0.30171
41	0.16349	0.18687	0.20760	0.23213	0.24904	0.26482	0.28429	0.29811
42	0.16158	0.18468	0.20517	0.22941	0.24613	0.26173	0.28097	0.29465
43	0.15974	0.18257	0.20283	0.22679	0.24332	0.25875	0.27778	0.29130
44	0.15795	0.18051	0.20056	0.22426	0.24060	0.25587	0.27468	0.28806

Fuente: <https://es.slideshare.net/slideshow/tablas-kolmogorovsmirnov/58083881>

Tabla 3.27. Modelo probabilístico de Log-Pearson III – Yesera Sur

Duración de la precipitación	Distribución	Valores críticos de Smirnov Kolmogorov Do	Valor estadístico de Smirnov Kolmogorov D
24 horas, estación de Yesera Norte	Gumbel	0,2030	0,05
	Pearson III	0,2030	0,08
	Log Pearson III	0,2030	0,06
24 horas, estación de Junacas	Gumbel	0,26	0,07
	Pearson III	0,26	0,07
	Log Pearson III	0,26	0,08
24 horas, estación de Yesera Sur	Gumbel	0,29	0,14
	Pearson III	0,29	0,10
	Log Pearson III	0,29	0,11

Fuente: Elaboración Propia

Se asume:

- Estac. Yesera Norte $\Delta = 0.05 < \Delta_o = 0.2030$
- Estac. Junacas $\Delta = 0.07 < \Delta_o = 0.26$
- Estac. Yesera Sur $\Delta = 0.14 < \Delta_o = 0.29$

Mediante el análisis gráfico entre los datos de la muestra y las distintas distribuciones de frecuencia evaluadas, se concluye que la mejor representación de los datos se

obtiene con la distribución Gumbel en ambas estaciones analizadas, Yesera Norte y Junacas. Este resultado confirma que la función Gumbel es la más adecuada para modelar eventos extremos, como precipitaciones intensas, siendo una herramienta esencial en el análisis hidrológico y la gestión de riesgos climáticos. La capacidad de esta distribución para predecir eventos raros y severos es particularmente útil en la planificación de infraestructura resiliente, como reservorios y sistemas de drenaje, donde los máximos de precipitación juegan un papel crítico. Por lo tanto, el Modelo de Gumbel se ajusta de manera óptima a los eventos de precipitación de ambas estaciones, con un nivel de significancia del 5% o una probabilidad del 95%, lo que refuerza la fiabilidad de los resultados obtenidos y su uso en futuros análisis.

3.3.3.3.5. *Chi Cuadrado*

Calculo de la prueba del chi cuadrado para las estaciones:

3.3.3.3.5.1. *Yesera Sud*

Tabla 3.28. Cálculo de la estación de Yesera Sud para Chi Cuadrado

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)	PRECIP. EN ORDEN (mm)
2002	39	28
2003	37	34
2004	28	34
2005	46	34,3
2006	39	34,5
2007	46	37
2008	54	37
2009	34,3	39
2010	34	39
2011	47	40
2012	37	43
2013	43	44
2014	46	46
2015	34,5	46
2016	48	46
2017	40	47
2018	34	48
2019	48	48
2020	63	49

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)	PRECIP. EN ORDEN (mm)
2021	44	54
2022	49	63
S =	890,80	
n =	21,00	
Xm =	42,42	
s =	8,04	

Fuente: Elaboración Propia

- **Numero de intervalos de clase**

$$Nc = 1 + 1.33 + \ln(N)$$

Datos:

N = 21 Número total de datos

$$Nc = 1 + 1.33 + \ln(21)$$

$$Nc = 5 \text{ Intervalos}$$

- **Amplitud de cada Intervalo**

$$\Delta X = \frac{X_{max} - X_{min}}{Nc - 1}$$

Datos:

Xman = 63

Xmin = 28

$$\Delta X = \frac{233 - 76.5}{5 - 1}$$

$$\Delta X = 8.75 = 9$$

$$\Delta X \frac{X}{2} = 4.375$$

Tabla 3.29. Cálculo de Frecuencias de Yesera Sud

N° INTERV	1	2	3	4	5
	INTERVALO DE CLASE		FRECUENC OBSERVADA	FRECUENC RELATIVA	FRECUENC ACUMULADA
	MEN	MAY			
1	23,63	32,38	1	0,0476	0,0476
2	32,38	41,13	9	0,4286	0,4762
3	41,13	49,88	9	0,4286	0,9048
4	49,88	58,63	1	0,0476	0,9524
5	58,63	67,38	1	0,0476	1,0000

Fuente: Elaboración Propia

$$Xm = 42.2$$

$$S = 8$$

- Cálculo de la frecuencia de datos agrupados

Tabla 3.30. Cálculo de Frecuencias de Yesera Sud

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE CHI CUADRADO											
Nº INTER V	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	INTERVALO DE CLASE		LIMITE DE CLASE	Z=(x-X)/S	AREA BAJO LA CURVA N F(x)	AREA BAJO LA CURVA N F(x)	AREA PARA CADA INTER p(x)	FRECUENCIA ESPERADA		FRECUENCIA OBSERVADA	VALOR CHI X ² _c
	MEN	MAY						p(x)* N	p(x)* N		
0			23,6	-2,31	0,011						
1	23,6	32,4	32,4	-1,22	0,112	0,112	0,112	2,3 46	3	1	1,333
2	32,4	41,1	41,1	-0,13	0,449	0,449	0,337	7,0 76	6	9	1,500
3	41,1	49,9	49,9	0,96	0,169	0,831	0,382	8,0 30	7	9	0,571
4	49,9	58,6	58,6	2,05	0,020	0,980	0,149	3,1 25	4	1	2,250
5	58,6	67,4	67,4	3,14	0,001	0,999	0,019	0,4 00	1	1	0,000
6											
TOTAL							1,00	21	21		5,655

Fuente: Elaboración Propia

$$Chi Cuadrado Calculado = X^2_c = 5.655$$

Tabla 3.31. Cálculo de Chi cuadrado de Yesera Sud

Nivel de significación:	alfa =	0,05
Numero de Intervalos	k =	5
Número de parámetros:	h =	2
Grados de libertad: r=k-1-h	r =	2
Chi Cuadrado de tabla:	X ² _t =	5,990

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.3.5.2. *Yesera Norte*

Tabla 3.32. Cálculo de la estación de Yesera Norte para Chi Cuadrado

AÑO	PRECIPITACIÓN	PRECIP. EN ORDEN
	(mm.)	(mm.)
1977	42,00	30,00
1978	38,00	34,50
1979	53,20	35,00
1980	42,30	35,20
1981	73,00	38,00
1982	40,20	40,00
1983	35,20	40,20
1984	97,00	42,00
1985	46,00	42,30
1986	68,00	43,00
1987	48,20	43,50
1991	67,00	43,50
1992	52,00	45,00
1993	71,00	46,00
1994	49,50	47,00
1995	51,00	47,00
1996	49,00	47,00
1997	47,50	47,50
1998	55,00	48,20
1999	52,50	49,00
2000	69,00	49,50
2001	47,00	51,00
2002	59,00	52,00
2003	45,00	52,50
2004	30,00	52,50
2005	52,50	53,00
2006	43,50	53,00
2007	56,00	53,20
2008	68,00	55,00
2009	40,00	55,00
2010	43,00	55,00
2011	64,50	56,00
2012	35,00	56,50
2013	53,00	59,00
2014	43,50	59,20
2015	55,00	64,50
2016	34,50	67,00
2017	59,20	68,00
2018	47,00	68,00

AÑO	PRECIPITACIÓN	PRECIP. EN ORDEN
	(mm.)	(mm.)
2019	53,00	69,00
2020	56,50	71,00
2021	47,00	73,00
2022	55,00	97,00
S =	2.233,80	
n =	43,00	
Xm =	51,95	
s =	12,58	

Fuente: Elaboración Propia

- **Numero de intervalos de clase**

$$Nc = 1 + 1.33 + \ln(N)$$

Datos:

N = 43 Número total de datos

$$Nc = 1 + 1.33 + \ln(43)$$

$$Nc = 6 \text{ Intervalos}$$

- **Amplitud de cada Intervalo**

$$\Delta X = \frac{X_{max} - X_{min}}{Nc - 1}$$

Datos:

Xman = 97

Xmin = 30

$$\Delta X = \frac{97 - 30}{6 - 1}$$

$$\Delta X = 12$$

$$\Delta X/2 = 6$$

Tabla 3.33. Cálculo de Frecuencias de Yesera Norte

Nº INTERV	1	2	3	4	5
	INTERVALO DE CLASE		FRECUENC OBSERVADA	FRECUENC RELATIVA	FRECUENC ACUMULADA
	MEN	MAY			
1	30,00	42,00	7	0,1628	0,1628
2	42,00	54,00	21	0,4884	0,6512
3	54,00	66,00	8	0,1860	0,8372
4	66,00	78,00	6	0,1395	0,9767
5	78,00	90,00	0	0,0000	0,9767
6	90,00	102,00	1	0,0233	1,0000

Fuente: Elaboración Propia

$$Xm = 52.7$$

$$S = 12.9$$

- Cálculo de la frecuencia de datos agrupados

Tabla 3.34. Cálculo de Frecuencias de Yesera Norte

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE CHI CUADRADO											
Nº INTERV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	INTERVALO DE CLASE		LIMITE DE CLASE	Z=(x-X)/S	AREA BAJO LA CURVA N	AREA BAJO LA CURVA N	AREA PARA CADA INTER	FRECUENCIA ESPERADA		FRECUENCIA OBSERVADA	VALOR CHI
	MEN	MAY			F(x)	F(x)	p(x)	p(x)* N	p(x)* N		X ² _c
0			30,0	-1,77	0,038						
1	30,0	42,0	42,0	-0,84	0,202	0,202	0,202	8,683	9	7	0,326
2	42,0	54,0	54,0	0,10	0,461	0,539	0,337	14,479	14	21	3,500
3	54,0	66,0	66,0	1,03	0,152	0,848	0,310	13,317	13	8	1,923
4	66,0	78,0	78,0	1,96	0,025	0,975	0,127	5,463	5	6	0,200
5	78,0	90,0	90,0	2,90	0,002	0,998	0,022	0,967	1	0	1,000
6	90,0	102,0	102,0	3,83	0,000	1,000	0,002	0,085	1	1	0,000
TOTAL							1,00	43	43		6,949

Fuente: Elaboración Propia

$$Chi Cuadrado Calculado = X^2_c = 6.949$$

Tabla 3.35. Cálculo de Chi cuadrado de Yesera Norte

Nivel de significación:	alfa =	0,05
Numero de Intervalos	k =	6
Número de parámetros:	h =	2
Grados de libertad:	r = k-1-h	3
Chi Cuadrado de tabla:	X ² _t =	7,810

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.3.5.3. *Junacas*

Tabla 3.36. Cálculo de la estación de Junacas para Chi Cuadrado

AÑO	PRECIPITACIÓN	PRECIP. EN ORDEN
	(mm.)	(mm.)
1975	57,5	47
1976	47	52
1977	80	55
1978	99	57,5
1979	91	60
1980	121	60
1981	160	65
1982	72	67,5
1983	60	70,9
1984	82	71
1985	95	72
1989	75	75
1990	162	78,1
1991	65	80
1992	104	80
1993	80	80,3
2000	55	82
2001	60	91
2002	78,1	95
2003	80,3	99
2004	70,9	104
2005	71	104
2006	104	104,60
2007	52	121
2008	67,5	160
2009	104,60	162
S =		2.193,90
n =		26,00
Xm =		84,38
s =		29,13

Fuente: Elaboración Propia

- **Numero de intervalos de clase**

$$Nc = 1 + 1.33 + \ln(N)$$

Datos:

N = 26 Número total de datos

$$Nc = 1 + 1.33 + \ln(26)$$

$$Nc = 5 \text{ Intervalos}$$

- **Amplitud de cada Intervalo**

$$\Delta X = \frac{X_{max} - X_{min}}{N_c - 1}$$

Datos:

$$X_{max} = 162 / X_{min} = 47$$

$$\Delta X = \frac{162 - 47}{5 - 1}$$

$$\Delta X = 29$$

$$\Delta X / 2 = 14.5$$

Tabla 3.37. Cálculo de Frecuencias de Junacas

N° INTERV	INTERVALO DE CLASE		FRECUENC OBSERVADA	FRECUENC RELATIVA	FRECUENC ACUMULADA
	MEN	MAY			
1	32,50	61,50	6	0,2308	0,2308
2	61,50	90,50	11	0,4231	0,6538
3	90,50	119,50	6	0,2308	0,8846
4	119,50	148,50	1	0,0385	0,9231
5	148,50	177,50	2	0,0769	1,0000

Fuente: Elaboración Propia

$$X_m = 84.9$$

$$S = 30.2$$

- Cálculo de la frecuencia de datos agrupados

Tabla 3.38. Cálculo de Frecuencias de Junacas

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE CHI CUADRADO											
N° INTE RV	INTERVALO DE CLASE		LIMITE DE CLASE	Z=(x- X)/S	AREA BAJO LA CURVA N F(x)	AREA BAJO LA CURVA N F(x)	AREA PARA CADA INTER p(x)	FRECUENC IA ESPERADA		FRECUEN CIA OBSERVA DA	VALOR CHI X ² _c
	MEN	MAY						p(x)* N	p(x)* N		
	0								32,5		
1	32,5	61,5	61,5	-0,78	0,219	0,219	0,219	5,695	5	6	0,200
2	61,5	90,5	90,5	0,18	0,427	0,573	0,354	9,206	9	11	0,444
3	90,5	119,5	119,5	1,14	0,126	0,874	0,301	7,814	8	6	0,500
4	119,5	148,5	148,5	2,11	0,018	0,982	0,109	2,830	3	1	1,333
5	148,5	177,5	177,5	3,07	0,001	0,999	0,016	0,421	1	2	1,000
TOTAL							1,00	26	26		3,478

Fuente: Elaboración Propia

$$Chi \text{ Cuadrado Calculado} = X^2_c = 3.478$$

Tabla 3.39. Cálculo de Chi cuadrado de Junacas

Nivel de significación:	alfa =	0,05
Numero de Intervalos	k =	5
Número de parámetros:	h =	2
Grados de libertad:	r=k-1-h	2
Chi Cuadrado de tabla:	$X^2_t =$	5,990

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.3.5.4. Análisis de Chi Cuadrado

Se observa el siguiente resultado del cálculo de Chi Cuadrado para las tres estaciones:

Tabla 3.40. Valor Critico de tabla de Chi Cuadrado

Grados libertad	Probabilidad de un valor superior - Alfa (α)				
	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
1	2,71	3,84	5,02	6,63	7,88
2	4,61	5,99	7,38	9,21	10,6
3	6,25	7,81	9,35	11,34	12,84
4	7,78	9,49	11,14	13,28	14,86
5	9,24	11,07	12,83	15,09	16,75
6	10,64	12,59	14,45	16,81	18,55
7	12,02	14,07	16,01	18,48	20,28

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.41. Valor Critico de tabla de Chi Cuadrado

Estación	X^2_c	<	X^2_t	AJUSTE
Yesera Sud	5.655	<	5,990	SE AJUSTA
Yesera Norte	6,949	<	7,810	SE AJUSTA
Junacas	3,478	<	5,990	SE AJUSTA

Fuente: Elaboración Propia

Para las tres estaciones (Yesera Sud, Yesera Norte y Junacas), los valores calculados de Chi cuadrado (X^2_a) son menores que los valores críticos de Chi cuadrado (X^2_t) con un nivel de significancia del 5% y con 2 o 3 grados de libertad, según corresponda. Esto indica que no existe suficiente evidencia para rechazar la hipótesis nula. Por lo tanto, se concluye que los datos pueden ajustarse a una distribución normal, sugiriendo que el puntaje obtenido en la prueba de bondad sigue una distribución normal en cada una de las estaciones analizadas.

3.3.3.3.6. Anderson-Darling

Cálculo de la prueba de Anderson-Darling para las estaciones:

$$A^2 = -N - S$$

Donde:

N: número de casos.

S: desviación estándar

La segunda Ecuación esta expresada de la manera

$$S_i = \frac{(2i-1)}{n} [\ln F(Y_i) + \ln(1 - F(Y_{n+1-i}))]$$

$$S = \sum_{i=1}^n S_i$$

Donde:

n es el número de datos.

observaciones ordenadas.

F(Y_i) es la función de la distribución empírica

Tabla 3.42. Valor Critico de tabla de Anderson Darling

Case	Adjusted test statistic	1 - α			
		0.900	0.950	0.975	0.990
All parameters known	A_n^2 for $n \geq 5$	1.933	2.492	3.070	3.857
$N(\bar{X}(n), S^2(n))$	$\left(1 + \frac{4}{n} - \frac{25}{n^2}\right) A_n^2$	0.632	0.751	0.870	1.029
$\text{Expo}(\bar{X}(n))$	$\left(1 + \frac{0.6}{n}\right) A_n^2$	1.070	1.326	1.587	1.943
$\text{Weibull}(\hat{\alpha}, \hat{\beta})$	$\left(1 + \frac{0.2}{\sqrt{n}}\right) A_n^2$	0.637	0.757	0.877	1.038
$\text{Log-logistic}(\hat{\alpha}, \hat{\beta})$	$\left(1 + \frac{0.25}{\sqrt{n}}\right) A_n^2$	0.563	0.660	0.769	0.906

Fuente: CAN Gregorio Camberos

- *Yesera Sud*

La tabla completa de la prueba de Anderson Darling para la estación de Yesera Sur está en el Anexo 2 en la Tabla A-2.23.

Tabla 3.43. Resumen del valor Crítico de la estación de Yesera Sur para Anderson Darling

Media	42,4190	Valor S		-21,36050229
Desv. Est.	8,0370	Estadístico	A²=	0.36050229
		Crítico	A²critico=	0,85147392

Fuente: Elaboración Propia

- *Yesera Norte*

La tabla completa de la prueba de Anderson Darling para la estación de Yesera Norte está en el Anexo 2 en la Tabla A-2.24.

Tabla 3.44. Resumen del valor Crítico de la estación de Yesera Norte para Anderson Darling

Media	51,9488	Valor S		-43,6799612
Desv. Est.	12,5816	Estadístico	A²=	0,67996124
		Crítico	A²critico=	0,81070633

Fuente: Elaboración Propia

- *Junacas*

La tabla completa de la prueba de Anderson Darling para la estación de Junacas está en el Anexo 2 en la Tabla A-2.25.

Tabla 3.45. Resumen del valor Crítico de la estación de Junacas para Anderson Darling

Media	84,3808	Valor S		-27,0058884
Desv. Est.	29,1316	Estadístico	A²=	1,00588845
		Crítico	A²critico=	1,14925296

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.3.6.1. Análisis de Anderson Darling

Se observa el siguiente resultado del cálculo de Anderson Darling con su valor estadístico y Critico Calculo para las tres estaciones:

Tabla 3.46. Valor Critico de tabla de Chi Cuadrado

Estación	Nivel de Significancia	A^2_n Estadístico	<	A^2_n Critico	AJUSTE
Yesera Sud	0.950	0.360	<	0.851	SE AJUSTA
Yesera Norte	0.950	0.679	<	0.810	SE AJUSTA
Junacas	0.990	1.005	<	1.149	SE AJUSTA

Fuente: Elaboración Propia

La hipótesis nula en esta prueba es que los datos siguen una distribución normal, si el estadístico calculado es menor que el valor crítico, esto sugiere que los datos no presentan desviaciones significativas con respecto a la distribución, por lo que puedes concluir que el ajuste es adecuado.

En ese contexto para las tres estaciones (Yesera Sud, Yesera Norte y Junacas), los valores calculados de Anderson Darling Estadísticos son menores que los valores críticos de Anderson Darling Críticos con un nivel de significancia del 5% y del 1%, según corresponda. Esto indica que no existe suficiente evidencia para rechazar la hipótesis nula. Por lo tanto, se concluye que los datos pueden ajustarse a una distribución normal, sugiriendo que el puntaje obtenido en la prueba de bondad sigue una distribución normal en cada una de las estaciones analizadas.

3.3.3.4. Caudales De Diseño

Para el cálculo de la intensidad, se debe efectuar un análisis de frecuencia de precipitación con la finalidad de establecer las curvas de intensidad-duración-frecuencia, y sus correspondientes ecuaciones para diferentes periodos de retorno.

Período de retorno T (años) es el tiempo que transcurre en el cual una cierta variable hidrológica es alcanzada o excedida al menos una vez con una probabilidad ($P = 1/T$). Su estimación tiene que ver con la determinación del riesgo hidrológico con el que se diseña una cierta obra.

Posteriormente se define el período de retorno más aconsejable para este tipo de obras.

El tiempo de concentración (t), es el tiempo que tarda el agua o una determinada gota de agua en llegar desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de control hidrológico, su determinación se los efectuará posteriormente.

Para efectuar el análisis de frecuencia de precipitaciones, empleamos los datos de la Estación Yesera Norte, Junacas y Yesera Norte.

3.3.3.3.1. Precipitaciones de diseño

Según L.L. Weiss en base a un estudio de miles de estaciones año de datos de lluvia encontró que los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas en único y fijo intervalo de observación para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas al ser incrementadas en un 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias verdaderas.

Entonces de acuerdo con esto y considerando 01 lectura/día el factor que corresponde es 1.13, obteniendo finalmente la Máxima Precipitación Diaria según periodo de retorno corregido.

Tabla 3.47. Tabla Resumen del Método de Gumbel

PARÁMETRO	YESERA NORTE	JUNACAS	YESERA SUD
Xm	51,95	45,676	42,42
S	12,58	19,349	8.04
n	43,00	25,000	21,000
ED	46,29	36,97	38.80
K	0,49	0,94	0,37
Moda Ponderada	41.903		
K ponderada	0,59		

Fuente: Elaboración Propia

Con los datos de precipitación máxima para 24 horas, y definida la función de distribución, en base a ésta calculamos los valores de las precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno. En tal sentido, en el Cuadro 15 se presentan las precipitaciones de diseño para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 150, 200, 300 y 500 años por el método de Gumbel:

$$\text{Gumbel} \quad ht = E_d*(1+K_d*\text{Log } T)$$

Tabla 3.48. Máxima precipitación diaria de la distribución de mejor ajuste según T_r corregidos por periodo de observación y factor 1.13

Periodo de Retorno T (Años)	Probabilidad (1/T)	Frecuencia	Precipitación máxima diaria ht (mm)	ht precipitación max. diaria corregido por intervalo fijo (mm)
1,11	0,90	0,100	43,030	48,624
1,25	0,80	0,200	44,289	50,047
1,43	0,70	0,302	45,752	51,700
1,67	0,60	0,400	47,365	53,522
2,00	0,50	0,500	49,314	55,725
2,50	0,40	0,600	51,700	58,421
3,33	0,30	0,700	54,776	61,897
5	0,20	0,800	59,111	66,795
10	0,10	0,900	66,522	75,170
25	0,04	0,960	76,319	86,240
50	0,02	0,980	83,730	94,614
100	0,010	0,990	91,140	102,989
150	0,007	0,993	95,476	107,887
200	0,005	0,995	98,551	111,363
300	0,003	0,997	102,886	116,262
500	0,002	0,998	108,348	122,433

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.5. Intensidad, duración y frecuencia

Con los datos de precipitaciones máximas diarias, obtenidos de la Estación Yesera Norte y Junacas se realizará la determinación de las curvas de intensidad-duración y frecuencia.

Usando la distribución de máximo valores según Ley de Gumbel, se obtiene las precipitaciones correspondientes a tiempos inferiores a 24 hrs. Utilizando la ecuación que relaciona la moda de los valores máximos diarios, con la moda correspondiente a otros valores.

$$h_{Tt} = h_t * (t / t_d)^\beta$$

Donde:

h_{Tt} = Valor modal para un tiempo t en horas.

h_t = Lluvia máxima diaria

t = Tiempo en Horas

t_d = Tiempo correspondiente a la lluvia diaria

β = Exponente que varía de 0.2 a 0.3

Obteniendo los siguientes resultados:

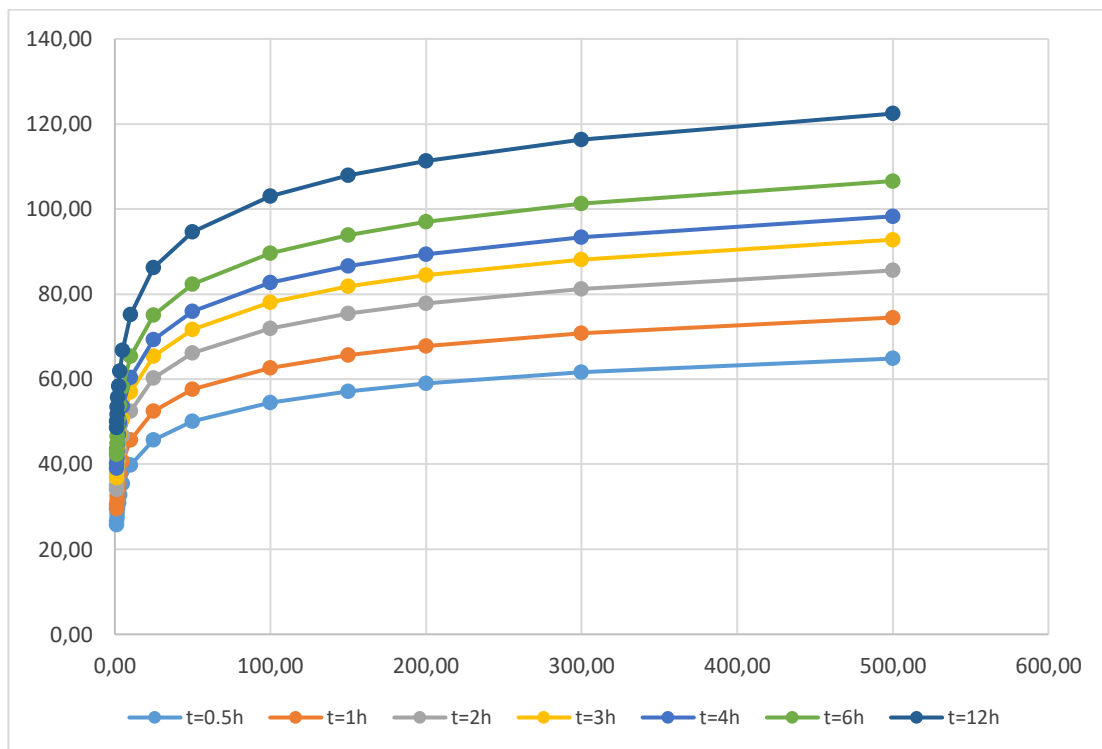
Tabla 3.49. Lluvias máximas horarias (mm) correspondientes a diferentes tiempos (t)

T	0,5	1	2	3	4	6	12
1,11	25,75	29,58	33,98	36,85	39,03	42,33	48,62
1,25	26,51	30,45	34,97	37,93	40,17	43,57	50,05
1,43	27,38	31,45	36,13	39,18	41,50	45,01	51,70
1,67	28,35	32,56	37,40	40,56	42,96	46,59	53,52
2,00	29,51	33,90	38,94	42,23	44,73	48,51	55,73
2,50	30,94	35,54	40,83	44,27	46,90	50,86	58,42
3,33	32,78	37,66	43,26	46,91	49,69	53,88	61,90
5	35,38	40,64	46,68	50,62	53,62	58,15	66,80
10	39,81	45,73	52,53	56,97	60,34	65,44	75,17
25	45,67	52,47	60,27	65,36	69,23	75,08	86,24
50	50,11	57,56	66,12	71,70	75,95	82,37	94,61
100	54,54	62,65	71,97	78,05	82,67	89,66	102,99
150	57,14	65,63	75,39	81,76	86,61	93,92	107,89

T	0,5	1	2	3	4	6	12
200	58,98	67,75	77,82	84,40	89,40	96,95	111,36
300	61,57	70,73	81,25	88,11	93,33	101,21	116,26
500	64,84	74,48	85,56	92,79	98,28	106,58	122,43

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.15. Precipitaciones máximas Horarias (mm)



Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.6. Cálculo de la intensidad de precipitación

Para calcular la intensidad de precipitación, con los valores de la anterior tabla empleamos la ecuación:

$$i = \frac{h}{t} \left[\frac{mm}{hora} \right]$$

Donde:

I = Intensidad de precipitación en, (mm/hora)

H = Altura de precipitación en, (mm)

t = Tiempo de duración en, (horas)

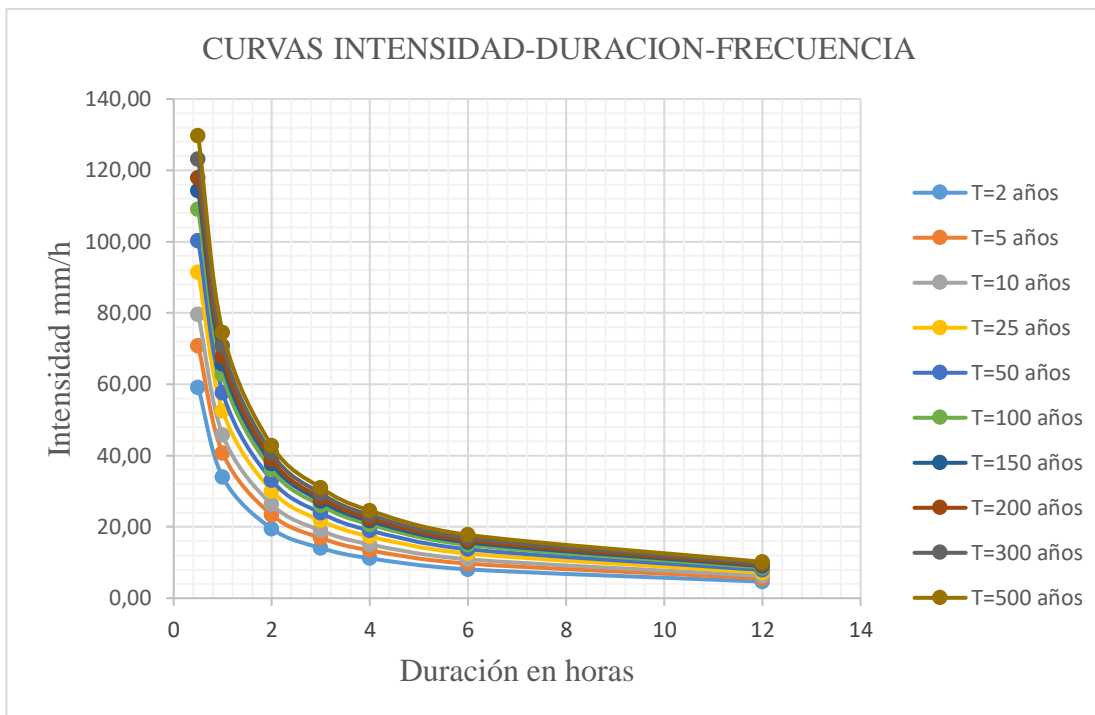
Aplicando la ecuación se tiene:

Tabla 3.50. Intensidades máximas correspondientes a diferentes tiempos (t) y periodos de retorno (t) en años intensidades máximas (mm/hr) correspondientes a diferentes tiempos (t)

T	t=0.5h	t=1h	t=2h	t=3h	t=4h	t=6h	t=12h
1,11	51,50	29,58	16,99	12,28	9,76	7,05	4,05
1,25	53,01	30,45	17,49	12,64	10,04	7,26	4,17
1,43	54,76	31,45	18,06	13,06	10,38	7,50	4,31
1,67	56,69	32,56	18,70	13,52	10,74	7,77	4,46
2,00	59,03	33,90	19,47	14,08	11,18	8,09	4,64
2,50	61,88	35,54	20,41	14,76	11,72	8,48	4,87
3,33	65,56	37,66	21,63	15,64	12,42	8,98	5,16
5	70,75	40,64	23,34	16,87	13,40	9,69	5,57
10	79,62	45,73	26,27	18,99	15,09	10,91	6,26
25	91,35	52,47	30,13	21,79	17,31	12,51	7,19
50	100,22	57,56	33,06	23,90	18,99	13,73	7,88
100	109,09	62,65	35,99	26,02	20,67	14,94	8,58
150	114,28	65,63	37,70	27,25	21,65	15,65	8,99
200	117,96	67,75	38,91	28,13	22,35	16,16	9,28
300	123,15	70,73	40,62	29,37	23,33	16,87	9,69
500	129,68	74,48	42,78	30,93	24,57	17,76	10,20

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.16. Curvas de Intensidad- Duración – Frecuencia (IDF)



Fuente: Elaboración Propia

Las tablas de cálculo para la Precipitación de 24 hrs. e Intensidad Máximas Periodo de Retorno de 2, 5, 10, 100, 150, 200, 300 y 500 años se encuentran en el Anexo 3 desde la tabla A-3.1. hasta la tabla A-3.8.

Tabla 3.51. Resumen de precipitación de 24 hrs. e intensidad máximas periodo de retorno de 25 años

UNIDAD O	CURSO	T (años)	tc (h)	P ₂₄ (mm)	P _t (mm)	i _(tc,T) (mm/h)
CUENCA	PRINCIPAL					
1	Q1	25	0,21	86,24	30,13	143,37
2	Q2	25	0,17	86,24	36,66	219,98
3	Q3	25	0,17	86,24	36,66	219,98
4	Q4	25	0,17	86,24	36,66	219,98
5	Q5	25	0,17	86,24	36,66	219,98
6	Q6	25	0,17	86,24	36,66	219,98
7	Q7	25	0,17	86,24	36,66	219,98
8	Q8	25	0,17	86,24	36,66	219,98
9	0	26	0,17	86,24	36,66	219,98

10	Q10	25	0,17	86,24	36,66	219,98
11	Afluente R. Junacas	25	0,17	86,24	36,66	219,98
12	Afluente R. Junacas	25	0,17	86,24	36,66	219,98
13	Q13	25	0,17	86,24	36,66	219,98
14	Q14	25	0,17	86,24	36,66	219,98
15	Q15	25	0,17	86,24	36,66	219,98
16	Q16	25	0,17	86,24	36,66	219,98
17	Q17	25	0,17	86,24	36,66	219,98
18	Afluente R. Junacas	25	0,37	86,24	42,89	117,42
19	Q19	25	0,22	86,24	38,80	175,47
20	Q20	25	0,17	86,24	36,66	219,98
21	Q21	25	0,17	86,24	36,66	219,98
22	Q22	25	0,17	86,24	36,66	219,98
23	Q23	25	0,17	86,24	36,66	219,98
24	Q24	25	0,17	86,24	36,66	219,98
25	Q25	25	0,26	86,24	40,14	153,05
26	Q26	25	0,17	86,24	36,66	219,98
27	Q27	25	0,17	86,24	36,66	219,98
28	Q28	25	0,17	86,24	36,66	219,98
29	Q29	26	0,17	86,24	36,66	219,98
30	Q30	25	0,17	86,24	36,66	219,98

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.52. Resumen de precipitación de 24 hrs. e intensidad máximas periodo de retorno de 50 años

UNIDAD O	CURSO	T (años)	tc (h)	P₂₄ (mm)	P_t (mm)	i_(tc,T) (mm/h)
CUENCA	PRINCIPAL					
1	Q1	50	0,21	94,61	33,05	157,29
2	Q2	50	0,17	94,61	40,22	241,34
3	Q3	50	0,17	94,61	40,22	241,34
4	Q4	50	0,17	94,61	40,22	241,34
5	Q5	50	0,17	94,61	40,22	241,34
6	Q6	50	0,17	94,61	40,22	241,34
7	Q7	50	0,17	94,61	40,22	241,34
8	Q8	50	0,17	94,61	40,22	241,34
9	Q9	50	0,17	94,61	40,22	241,34

10	Q10	50	0,17	94,61	40,22	241,34
11	Afluyente R. Junacas	50	0,17	94,61	40,22	241,34
12	Afluyente R. Junacas	50	0,17	94,61	40,22	241,34
13	Q13	50	0,17	94,61	40,22	241,34
14	Q14	50	0,17	94,61	40,22	241,34
15	Q15	50	0,17	94,61	40,22	241,34
16	Q16	50	0,17	94,61	40,22	241,34
17	Q17	50	0,17	94,61	40,22	241,34
18	Afluyente R. Junacas	50	0,37	94,61	47,06	128,82
19	Q19	50	0,22	94,61	42,56	192,50
20	Q20	50	0,17	94,61	40,22	241,34
21	Q21	50	0,17	94,61	40,22	241,34
22	Q22	50	0,17	94,61	40,22	241,34
23	Q23	50	0,17	94,61	40,22	241,34
24	Q24	50	0,17	94,61	40,22	241,34
25	Q25	50	0,26	94,61	44,04	167,91
26	Q26	50	0,17	94,61	40,22	241,34
27	Q27	50	0,17	94,61	40,22	241,34
28	Q28	50	0,17	94,61	40,22	241,34
29	Q29	51	0,17	94,61	40,22	241,34
30	Q30	50	0,17	94,61	40,22	241,34

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.7. Estudio de Tiempo de Retorno a Utilizar

Se usan los siguientes tiempos de retorno para las estructuras hidráulicas de la ruta:

- Drenaje de la plataforma: 5 años
- Alcantarilla menor: 25 años
- Alcantarilla mayor: 50 años
- Puentes: 100 años

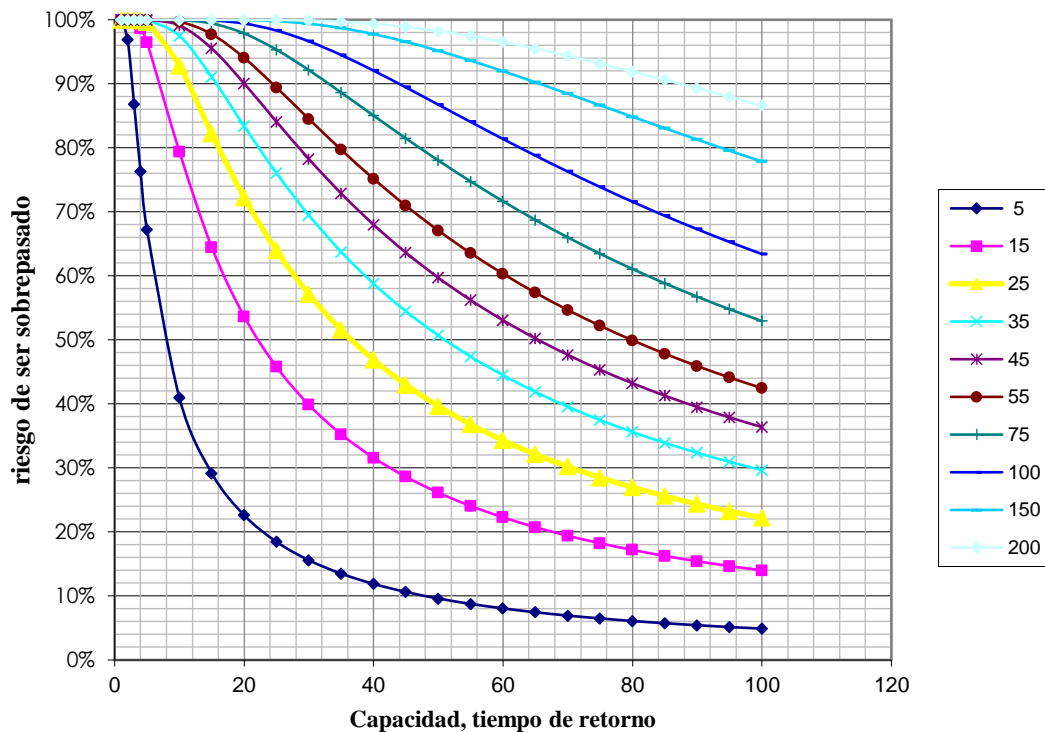
Estos tiempos de retorno son razonables y quedan dentro de las normas usuales para el diseño de obras de drenaje para carreteras.

En términos estadísticos, una estructura hidráulica dimensionada para pasar la tormenta de retorno de T años sin inundarse, tiene una probabilidad de ser sobrepasada de $1/T$ en cualquier año. Es decir, que la probabilidad de que la estructura no será sobrepasada

en cualquier año es $1 - 1/T$, y que la probabilidad de que la estructura no será sobrepasada en n años es $(1 - 1/T)^n$

Es común describir el riesgo de sobrepasar la capacidad de una estructura durante su vida útil, como $1 - (1 - 1/T)^n$, suponiendo que no hay ninguna diferencia en su comportamiento hidráulico en cada año de su vida. Utilizando esta ecuación, en la Figura N° 7 se presentan las curvas de riesgo para estructuras con diferentes vidas útiles.

Figura 3.17. Curvas de riesgo como una función de capacidad y vida útil para estructuras hidráulicas



Fuente: Según el Manual de Hidrología y Drenaje de la ABC (Administradora Boliviana de Carreteras).

De esta figura se puede obtener el riesgo asociado con cada uno de los tipos de estructuras, según se resume en el Tabla 3.53.

Tabla 3.53. Periodos de retorno para diseño

Tipo de Obra	Tipo de Ruta	Período de Retorno (T años)		Vida útil Supuesta (n; años)	Riesgo de Falla (%)	
		Diseño (3)	Verificación (4)		Diseño	Verificación
Puentes y Viaductos (1)	Carretera	200	300	50	22	15
	Camino	100	150	50	40	28
Alcantarillas ($S > 1,75 \text{ m}^2$) o $H_{\text{terrap}} \geq 10 \text{ m}$ y Estructuras Enterradas (2)	Carretera	100	150	50	40	28
	Camino	50	100	30	45	26
Alcantarillas ($S < 1,75 \text{ m}^2$)	Carretera	50	100	50	64	40
	Camino	25	50	30	71	45
Drenaje de la Plataforma	Carretera	10	25	10	65	34
	Camino	5	10	5	67	41
Defensas de Riberas	Carretera	100	-	20	18	-
	Camino	100	-	20	18	-

Fuente: Según el manual de hidrología y drenaje de la ABC (Administradora Boliviana de Carreteras).

El uso del periodo de retorno de 50 años para el diseño de alcantarillas mayores en caminos, según el Manual de Drenaje para Carreteras del Instituto Nacional de Vías (INVIAS), se fundamenta en criterios técnicos y prácticos para asegurar la adecuada funcionalidad y seguridad de las infraestructuras viales.

Primero, este periodo de retorno es considerado un estándar aceptado internacionalmente en ingeniería hidráulica y de drenaje. Representa un equilibrio entre la protección contra eventos extremos y la factibilidad económica de las obras, permitiendo dimensionar las alcantarillas para manejar flujos de agua que se esperan ocurran en promedio una vez cada 50 años.

La elección de 50 años se basa en análisis estadísticos de registros hidrológicos históricos, que indican que eventos de esta magnitud son suficientemente severos pero no tan raros como para ser poco prácticos desde el punto de vista de diseño y construcción.

Por otro lado, el periodo de diseño de 100 años para el proyecto en cuestión asegura que las alcantarillas sean capaces de resistir eventos aún más extremos, considerando la proyección de cambios climáticos y el aumento en la frecuencia de eventos severos en el futuro. Esto garantiza una mayor resiliencia de las estructuras ante condiciones hidrológicas adversas y climáticas cambiantes.

Tabla 3.54. Periodos de retorno para diseño

TIPO DE OBRA	PERIODO DE RETORNO T (AÑOS)
Drenaje de plataforma	5
Alcantarilla Menor	25
Alcantarilla Mayor	50
Puentes	100

Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Se pueden hacer los siguientes comentarios sobre el cuadro anterior:

- Es muy probable que las obras de drenaje de la plataforma sean inundadas durante la vida útil de la carretera (riesgo de 99.6%), por lo cual debería construirse un buen revestimiento de la superficie de la carretera.
- Es muy posible que las alcantarillas menores serán sobrepasadas durante la vida útil de la carretera (riesgo de 92.8%), por lo cual se debería tomar en cuenta las fuerzas que actúan sobre el terraplén cuando se comporta como vertedero.
- Es probable que las alcantarillas mayores sean sobrepasadas durante la vida útil de la carretera (riesgo de 64%), por lo cual se debe tener una revancha mínima de un metro entre la corona de la alcantarilla y la rasante de la carretera.
- Existe una posibilidad no descartable de que los puentes serán sobrepasados al menos una vez durante la vida útil de la carretera (riesgo de 22.2%), por lo cual, se deberían tomar en cuenta las fuerzas que experimentaría el puente funcionando como vertedero y adoptar una revancha mínima de un metro entre el nivel máximo de agua para la tormenta del diseño y la parte inferior de la viga del puente para permitir el paso de material de arrastre.

3.3.4. ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS.

Anteriormente se obtuvieron las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno, el cual se utilizará para el análisis de caudales de máximas avenidas en las cuencas en estudio, se planteará utilizar dos metodologías dependiendo del tamaño de la cuenca:

- Método Racional modificado

3.3.4.1. Método racional modificado

Una vez que se tienen las relaciones Intensidad – Duración – Periodo de Retorno, los caudales máximos pueden estimarse usando el método o fórmula racional.

Este método es usado, en general, para la estimación de caudales máximos en obras de alcantarillas en carreteras y otras obras de arte.

La ecuación del método racional responde a la siguiente expresión:

$$Q_t = CU * \frac{C * I * A}{3.6}$$

$$CU = 1 + \frac{T C^{1.25}}{T C^{1.25} + 14}$$

Donde:

Q_t = Caudal para un periodo de retorno T (m³/s).

C = Coeficiente de escorrentía (relación entre la cantidad de agua que escurre entre el total de agua que precipita).

$I_{(t,T)}$ = Intensidad media máxima de precipitación (mm/hora), para una duración t y un periodo de retorno T.

A = Área de la cuenca o superficie drenada (km²).

CU = Coeficiente de Uniformidad

Tc = Tiempo de concentración

3.3.4.1.1. Determinación del Coeficiente de Escurrimiento

Para determinar el coeficiente se el proceso de calculo se encuentra en el Anexo V.

Para este método utilizamos la siguiente tabla:

Tabla 3.55. Tabla para determinar el Coeficiente de Escurrimiento (C)

Cobertura del Suelo	Tipo De Suelo		PENDIENTE (%)				
			>50	20 - 50	5 - 20	1 - 5	0 - 1
Sin vegetación	Impermeable	10	0,8	0,75	0,7	0,65	0,6
	Semipermeable	20	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Permeable	30	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
Cultivos	Impermeable	10	0,7	0,65	0,6	0,55	0,5
	Semipermeable	20	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Permeable	30	0,4	0,35	0,3	0,25	0,2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	10	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45
	Semipermeable	20	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Permeable	30	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15
Hierba	Impermeable	10	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Semipermeable	20	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
	Permeable	30	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1
Bosque, vegetación densa	Impermeable	10	0,55	0,5	0,45	0,4	0,35
	Semipermeable	20	0,45	0,4	0,35	0,3	0,25
	Permeable	30	0,25	0,2	0,15	0,1	0,05

Fuente: Manual de drenaje para carreteras instituto nacional de vías (2009)

Tabla 3.56. Cálculo del Coeficiente de Escurrimiento (C)

OBJECTID *	Subbasin	AREA (m2)	MIN	MAX	RANGE	Coef. Esc	Ai*Ci	C _{prom}
17	SC111	190781,25	0,2	0,5	0,3	0,281	53687,56	0,3200
6	SC113	1084375	0,05	0,7	0,65	0,312	337953,1	0,3200
10	SC114	883125	0,1	0,65	0,55	0,341	300835,6	0,3200
22	SC118	632812,5	0,15	0,65	0,5	0,296	187125,2	0,3200
11	SC120	1001250	0,05	0,75	0,7	0,295	295781,3	0,3200
3	SC124	1537968,75	0,1	0,75	0,65	0,348	535054,7	0,3200
21	SC13	558750	0,1	0,45	0,35	0,292	162976,8	0,3200
5	SC14	1114218,75	0,15	0,75	0,6	0,414	461296,6	0,3200
20	SC18	506875	0,15	0,45	0,3	0,285	144671,8	0,3200
12	SC19	994531,25	0,15	0,45	0,3	0,282	280687,5	0,3200
8	SC20	809531,25	0,15	0,45	0,3	0,297	240539,3	0,3200
18	SC27	497812,5	0,15	0,5	0,35	0,287	142797	0,3200
14	SC28	1010468,75	0,15	0,55	0,4	0,309	312031,7	0,3200
9	SC29	873281,25	0,15	0,5	0,35	0,297	259398,6	0,3200
7	SC31	676718,75	0,15	0,55	0,4	0,311	210414,2	0,3200
19	SC34	502968,75	0,15	0,45	0,3	0,283	142538,8	0,3200
16	SC73	9218,75	0,2	0,4	0,2	0,301	2773,433	0,3200
4	SC81	1146718,75	0,1	0,45	0,35	0,285	326312,6	0,3200
13	SC9	670468,75	0,15	0,75	0,6	0,366	245390,9	0,3200
2	SC90	1247343,75	0,05	0,75	0,7	0,351	437968,6	0,3200
15	SC97	1543437,5	0,05	0,75	0,7	0,346	533648,1	0,3200
1	SC99	1222656,25	0,1	0,45	0,35	0,287	351203,1	0,3200
$\Sigma=$		18715312,5				$\Sigma=$	5965086	

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de escurrimiento C para nuestro estudio es de 0.32

Si $T > 10$ años Amplificar Resultados por:

$$T=25; C=1.10 \quad T=50; C=1.20 \quad T=100; C=1.25$$

Según el Manual de Hidrología y Drenaje de la ABC (Administradora Boliviana de Carreteras).

3.3.4.1.2. Tiempo de concentración

Existen fórmulas que dan el tiempo de concentración sin tener en cuenta la intensidad de la lluvia:

- Ventura

$$T_c = 0.1272 * (A / i)^{1/2}$$

- Giandotti

$$t_c = \frac{4 * A^{1/2} + 1.5 L}{0.8 H^{1/2}}$$

- Bureau of Reclamation

$$t_c = (0.871 L^3 / H)^{0.385}$$

- U. S. Soil Conservation Service

$$t_c = 0.95 * (L^3 / H)^{0.385}$$

Donde:

A: superficie de la cuenca.

H: diferencia de altura entre desagüe y la cima de la cuenca.

L: longitud del curso principal.

Sacando la media aritmética de los resultados obtenidos, adoptamos un tiempo de concentración, para las diferentes cuencas previstas para las obras del camino

Tabla 3.57. Cálculo del Tiempo de Concentración

Unidad o	Curso	Ventura	KIRPICH	Giandotti	BUREAU OF	Media	Valor
Cuenca	Principal				RECLAMATION	Aritmética	Adoptado (hr)
1	Q1	0,174	0,130	0,403	0,133	0,21	0,2101
2	Q2	0,033	0,030	0,166	0,031	0,06	0,1667
3	Q3	0,064	0,045	0,238	0,046	0,10	0,1667
4	Q4	0,043	0,038	0,204	0,039	0,08	0,1667
5	Q5	0,044	0,045	0,165	0,046	0,08	0,1667
6	Q6	0,050	0,045	0,166	0,046	0,08	0,1667
7	Q7	0,047	0,036	0,174	0,037	0,07	0,1667
8	Q8	0,025	0,036	0,132	0,037	0,06	0,1667
9	Q9	0,025	0,041	0,131	0,042	0,06	0,1667
10	Q10	0,045	0,045	0,178	0,046	0,08	0,1667
11	Afluente R. Junacas	0,041	0,037	0,167	0,038	0,07	0,1667
12	Afluente R. Junacas	0,049	0,048	0,187	0,049	0,08	0,1667
13	Q13	0,031	0,023	0,164	0,024	0,06	0,1667
14	Q14	0,033	0,029	0,161	0,030	0,06	0,1667
15	Q15	0,042	0,045	0,181	0,046	0,08	0,1667
16	Q16	0,042	0,025	0,239	0,026	0,08	0,1667
17	Q17	0,023	0,021	0,140	0,021	0,05	0,1667
18	Afluente R. Junacas	0,401	0,180	0,696	0,185	0,37	0,3653
19	Q19	0,145	0,098	0,539	0,102	0,22	0,2211
20	Q20	0,052	0,049	0,225	0,050	0,09	0,1667
21	Q21	0,089	0,067	0,321	0,069	0,14	0,1667
22	Q22	0,110	0,067	0,375	0,068	0,15	0,1667
23	Q23	0,042	0,020	0,252	0,021	0,08	0,1667
24	Q24	0,041	0,028	0,209	0,028	0,08	0,1667
25	Q25	0,193	0,074	0,707	0,076	0,26	0,2623
26	Q26	0,030	0,035	0,140	0,036	0,06	0,1667
27	Q27	0,025	0,023	0,127	0,023	0,05	0,1667
28	Q28	0,015	0,016	0,094	0,016	0,04	0,1667
29	Q29	0,069	0,018	0,293	0,019	0,10	0,1667
30	Q30	0,074	0,046	0,256	0,048	0,11	0,1667

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.58. Cálculo de caudal de diseño para 25 años

PUNTOS GPS	Curso	C	T (años)	tc (h)	P ₂₄ (mm)	P _t (mm)	i _(tc,T) (mm/h)	Área	CU	Q _T (m ³ /s)
	Principal							(Km ²)		
1	Q1	0,35	25	0,21	86,24	30,13	143,37	0,20	1,02	2,83
2	Q2	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,21
3	Q3	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,04	1,01	0,79
4	Q4	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,26
5	Q5	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,03	1,01	0,65
6	Q6	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,05	1,01	1,10
7	Q7	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,04	1,01	0,77
8	Q8	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,15
9	Q9	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,16
10	Afluente R. Junacas	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,02	1,01	0,51
11	Afluente R. Junacas	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,02	1,01	0,50
12	Q12	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,03	1,01	0,63
13	Q13	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,22
14	Q14	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,26
15	Q15	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,02	1,01	0,34
16	Q16	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,19
17	Afluente R. Junacas	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,11
18	Q18	0,35	25	0,37	86,24	42,89	117,42	0,81	1,02	9,43
19	Q19	0,35	25	0,22	86,24	38,80	175,47	0,03	1,01	0,57
20	Q20	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,02	1,01	0,36
21	Q21	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,04	1,01	0,80
22	Q22	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,05	1,01	1,15
23	Q23	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,21
24	Q24	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,28
25	Q25	0,35	25	0,26	86,24	40,14	153,05	0,06	1,01	0,89
26	Q26	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,27
27	Q27	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,01	1,01	0,24
28	Q28	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,00	1,01	0,09
29	Q29	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,09	1,01	2,01
30	Q30	0,35	25	0,17	86,24	36,66	219,98	0,06	1,01	1,21

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.59. Cálculo de caudal de diseño para 50 años

PUNTOS GPS	Curso	C	T (años)	tc (h)	P ₂₄ (mm)	P _t (mm)	i _(tc,T) (mm/h)	Área	CU	Q _T (m ³ /s)
	Principal							(Km ²)		
1	Q1	0,38	50	0,21	94,61	33,05	157,29	0,20	1,01	3,36
2	Q2	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,25
3	Q3	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,04	1,01	0,95
4	Q4	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,32
5	Q5	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,03	1,01	0,78
6	Q6	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,05	1,01	1,33
7	Q7	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,04	1,01	0,93
8	Q8	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,186
9	Q9	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,187
10	Afluyente R. Junacas	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,02	1,01	0,61
11	Afluyente R. Junacas	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,02	1,01	0,60
12	Q12	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,03	1,01	0,75
13	Q13	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,27
14	Q14	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,31
15	Q15	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,02	1,01	0,41
16	Q16	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,23
17	Afluyente R. Junacas	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,13
18	Q18	0,38	50	0,37	94,61	47,06	128,82	0,81	1,02	11,35
19	Q19	0,38	50	0,22	94,61	42,56	192,50	0,03	1,01	0,68
20	Q20	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,02	1,01	0,43
21	Q21	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,04	1,01	0,96
22	Q22	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,05	1,01	1,38
23	Q23	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,25
24	Q24	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,34
25	Q25	0,38	50	0,26	94,61	44,04	167,91	0,06	1,01	1,08
26	Q26	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,32
27	Q27	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,01	1,01	0,29
28	Q28	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,00	1,01	0,11
29	Q29	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,09	1,01	2,41
30	Q30	0,38	50	0,17	94,61	40,22	241,34	0,06	1,01	1,45

Fuente: Elaboración propia

3.3.5. Análisis de confiabilidad de Caudales

Para el estudio de los 30 caudales calculados, se procedió a un análisis detallado utilizando varias pruebas estadísticas con el objetivo de evaluar la confiabilidad de los datos. Este análisis es crucial para determinar la idoneidad de los datos en la ingeniería, específicamente para su uso en cálculos relacionados con proyectos hidráulicos. A continuación, se describen los pasos realizados y los resultados obtenidos, seguidos de una interpretación académica del proceso, primeramente, se procedió a utilizar los datos de caudales correspondientes para cada alcantarilla, en las alcantarillas de 25 y 50 años obteniendo una sola tabla de caudales para el análisis.

Tabla 3.60. Ordenamiento de datos de menor a mayor de los caudales

Punto GPS	Caudal	Punto GPS	Caudal ordenado de menor a mayor
1	2,827	28	0,114
2	0,252	17	0,131
3	0,954	8	0,186
4	0,317	9	0,187
5	0,784	23	0,209
6	1,329	16	0,232
7	0,930	2	0,252
8	0,186	13	0,270
9	0,187	27	0,292
10	0,611	14	0,311
11	0,600	4	0,317
12	0,753	26	0,322
13	0,270	24	0,335
14	0,311	20	0,356
15	0,414	15	0,414
16	0,232	11	0,600
17	0,131	10	0,611
18	11,349	19	0,683
19	0,683	12	0,753
20	0,356	5	0,784

Punto GPS	Caudal	Punto GPS	Caudal ordenado de menor a mayor
21	0,799	21	0,799
22	1,146	7	0,930
23	0,209	3	0,954
24	0,335	25	1,077
25	1,077	22	1,146
26	0,322	6	1,329
27	0,292	30	1,452
28	0,114	29	2,415
29	2,415	1	2,827
30	1,452	18	11,349

Fuente: Elaboración propia

Se realizó el cálculo de los parámetros de estadística descriptiva.

Tabla 3.61. Estadísticas Descriptivas de los Datos de Caudal

Medida	Valor
Media	1,055
Error estándar	0,380161187
Mediana	0,507
Moda	0.4
Desviación estándar	2,047230644
Varianza de la muestra	4,191153311
Curtosis	23,83538114
Sesgo	4,698745067
Rango	11,235
Mínimo	11,349
Máximo	0,114
Suma	31,637
Conteo	30

Fuente: Elaboración propia

En términos generales, los datos muestran una gran dispersión, con un sesgo positivo significativo, lo que indica que una gran parte de los caudales está concentrada en valores bajos, pero existen algunos valores extremos altos que afectan la media. La curtosis elevada sugiere que los datos tienen picos agudos y colas largas, lo que implica una distribución no normal.

3.3.5.1. Prueba de Normalidad

Con el fin de confirmar si los datos de caudales presentaban una naturaleza no paramétrica, se aplicó la prueba de Shapiro-Wilk, una herramienta estadística utilizada para evaluar si un conjunto de datos sigue una distribución normal. Esta prueba es especialmente útil en muestras pequeñas o medianas, y su resultado determinó que los datos no seguían dicha distribución, confirmando su carácter no paramétrico.

Tabla 3.62. Prueba de Shapiro-Wilk

Shapiro-Wilk Test	
W-stat	0,411620152
p-value	6,99808E-10
alpha	0,05
normal	no
d'Agostino-Pearson	
DA-stat	63,88385113
p-value	1,34337E-14
alpha	0,05
normal	no

Fuente: Elaboración propia

El valor de p ($9.58e-10$) es mucho menor que el nivel de significancia $\alpha = 0.05$, lo que indica que los datos no siguen una distribución normal. Este resultado es coherente con las observaciones descriptivas anteriores y nos lleva a la conclusión de que se deben utilizar pruebas no paramétricas para el análisis de la confiabilidad.

3.3.5.2. Prueba de Wilcoxon Signed-Rank para una Muestra

Dado que los datos obtenidos no presentan una distribución normal, se optó por aplicar la prueba de Wilcoxon Signed-Rank para una muestra. Esta prueba es una de las más

utilizadas en el análisis de datos no paramétricos, cuando no se cumplen las suposiciones de normalidad que exigen las pruebas paramétricas tradicionales, como la prueba t de Student. En este caso particular, la prueba de Wilcoxon es adecuada porque permite comparar la mediana de una muestra con un valor de referencia, evaluando si existen diferencias significativas entre ambas.

En el contexto del análisis de los caudales, la mediana de la muestra se comparó con la mediana poblacional. El objetivo de esta prueba es determinar si la mediana de los caudales difiere significativamente de la mediana poblacional establecida, lo que permitiría validar o rechazar la consistencia de los datos en términos estadísticos. En otras palabras, la prueba permite evaluar si los caudales registrados tienen un comportamiento consistente y si su mediana es significativamente distinta a la de una población que podría no mostrar variación alguna.

Tabla 3.63. Prueba de Shapiro-Wilk

Wilcoxon Signed-Rank Test for a Single Sample		
sample median	0,507	
pop median	0	
count	30	
# unequal	30	
T+	0	
T-	465	
T	0	
	one tail	two tail
mean	232,5	
std dev	48,61841215	ties
z-score	4,77185473	yates
effect r	0,871217492	
p-norm	9,12686E-07	1,82537E-06
p-exact	9,31323E-10	1,86265E-09
p-simul	N/A	N/A

Fuente: Elaboración propia

El valor del effect size $r = 0.8712$ indica una fuerte magnitud del efecto, lo que sugiere que los datos de caudales son consistentes con la hipótesis de una diferencia significativa respecto a la mediana poblacional. En el campo de la ingeniería, se considera que un valor de r superior a 0.5 ya es indicativo de un tamaño del efecto considerable, y cuando este valor supera 0.8, como en este caso, se interpreta como un resultado altamente confiable. Esto permite asumir que los datos de caudales analizados presentan un alto grado de consistencia, adecuado para su aplicación en cálculos y estudios ingenieriles, donde la confiabilidad de los datos es esencial para obtener resultados precisos.

El uso de pruebas no paramétricas, como la prueba de Wilcoxon, es especialmente apropiado dada la no normalidad de los datos. Este enfoque garantiza que los análisis son robustos y refuerzan la fiabilidad del conjunto de datos en contextos donde los caudales son críticos para el diseño de sistemas hidráulicos.

3.3.6. Análisis de Correlación

El análisis de correlación constituye una herramienta fundamental para evaluar la relación entre variables clave en el estudio hidrológico de un sistema. Este enfoque permite determinar la magnitud y dirección de las asociaciones entre el caudal y factores como el área, la intensidad, y el coeficiente C , facilitando la comprensión de cómo estas variables interactúan y contribuyen a las dinámicas del estudio.

3.3.6.1. Correlación entre Caudal y el área

En esta sección, se analiza la relación entre el caudal y el área, buscando determinar si existe una asociación significativa que permita predecir el caudal en función del área. Se consideran 30 muestras para ambas variables, evaluando su comportamiento mediante el coeficiente de correlación (r) y el coeficiente de determinación (r^2).

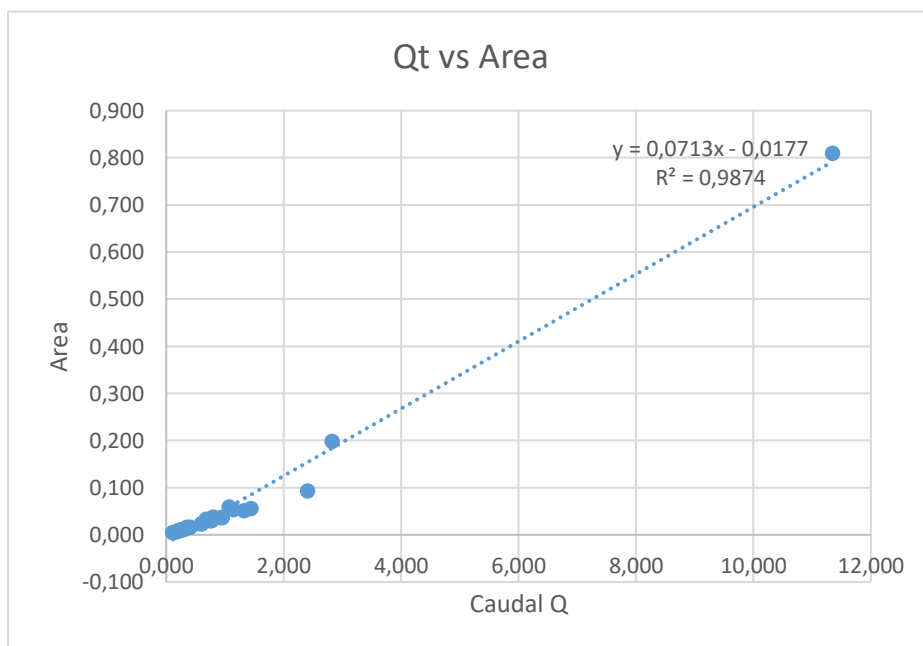
Tabla 3.64. Correlación entre Caudal y Área

		QT (m ³ /s)	Area
QT (m ³ /s)	Correlación de Pearson	1	,994**
	Sig. (bilateral)		,000
	N	30	30
Area	Correlación de Pearson	,994**	1
	Sig. (bilateral)	,000	
	N	30	30

** . La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral).

Fuente: Elaboración propia en SPSS

Figura 3.18. Grafica de Qt vs Área



Fuente: Elaboración propia

El análisis del caudal respecto al área revela una correlación fuerte y positiva. De acuerdo con los datos proporcionados en el documento, el coeficiente de correlación lineal (r) supera el valor de 0.7, lo que indica una relación significativa entre ambas variables. Además, el coeficiente de determinación (r^2) es superior a 0.8, lo que sugiere que más del 80% de la variabilidad del caudal puede explicarse por el área. Esto es consistente con el hecho de que, en sistemas hidráulicos, un incremento en el área de una sección transversal genera un aumento en el caudal, ya que permite un mayor flujo de agua. Esta relación es particularmente relevante en estudios de cuencas hidrográficas o en el diseño de infraestructuras hidráulicas, donde el área es un factor clave para estimar el caudal. La correlación cuantificada en este caso refuerza la validez del modelo utilizado, permitiendo realizar predicciones confiables y resaltando la importancia de considerar el área como variable principal en el análisis de caudales.

3.3.6.2. Correlación entre Caudal y el Intensidad

Se examina la relación entre el caudal y la intensidad, con el objetivo de identificar si los cambios en la intensidad del flujo afectan significativamente el caudal. Para este análisis, se utilizan 30 muestras de cada variable. Se busca cuantificar la fuerza de esta relación y evaluar la influencia de valores atípicos en la correlación, proporcionando información sobre la dinámica de los eventos intensos en el sistema.

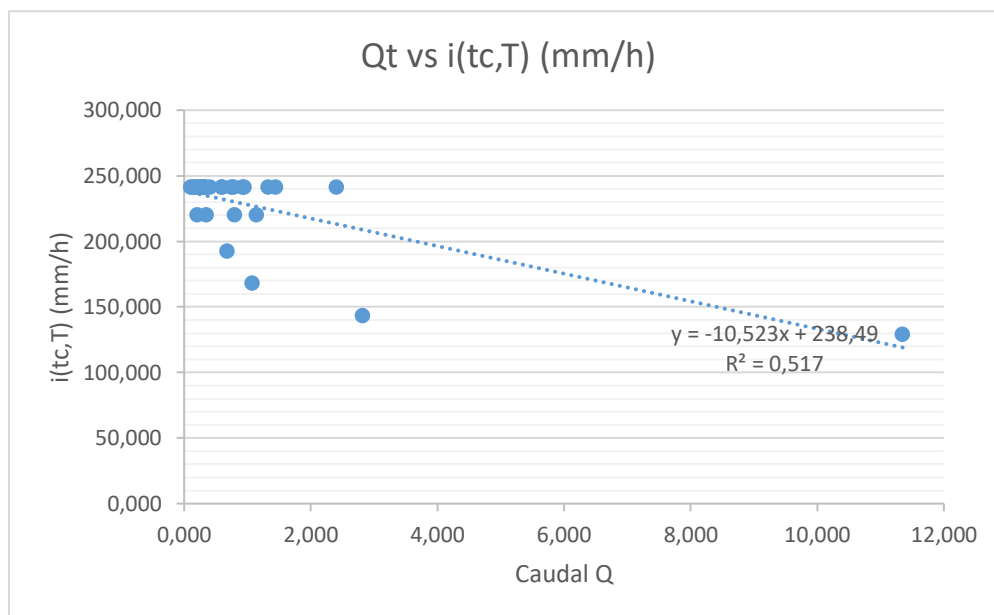
Tabla 3.65. Correlación entre Caudal vs I

		QT (m ³ /s)	i(tc,T)
QT (m ³ /s)	Correlación de Pearson	1	-,719**
	Sig. (bilateral)		,000
	N	30	30
i(tc,T)	Correlación de Pearson	-,719**	1
	Sig. (bilateral)	,000	
	N	30	30

** La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral).

Fuente: Elaboración propia en SPSS

Figura 3.19. Grafica de Qt vs I



Fuente: Elaboración propia

El análisis de la correlación entre el caudal y la intensidad muestra una relación positiva, aunque con menor fortaleza en comparación con la relación entre caudal y área. Los resultados indican que el coeficiente de correlación (r) es menor a 0.7, lo que

limita la posibilidad de considerar esta relación como fuerte. Adicionalmente, se han identificado valores atípicos que podrían estar influyendo en los resultados, generando una dispersión mayor de los datos. A pesar de ello, la relación entre estas variables es observable y responde a la lógica hidrológica, dado que un aumento en la intensidad del evento (precipitación o afluencia) tiende a incrementar el caudal. Sin embargo, la dispersión observada podría estar relacionada con la variabilidad en las características de infiltración, almacenamiento y otros factores inherentes al sistema estudiado. Este análisis destaca la necesidad de considerar ajustes al modelo o excluir valores extremos para mejorar la capacidad explicativa de esta relación.

3.3.6.3. Correlación entre Caudal y el coeficiente C

Aquí se evalúa la posible relación entre el caudal y el coeficiente C , el cual tiene un valor constante de 1 en las 30 muestras analizadas. Este análisis explora si C , como parámetro inherente al sistema, contribuye a explicar las variaciones del caudal o si su naturaleza constante limita su relevancia en el modelo predictivo.

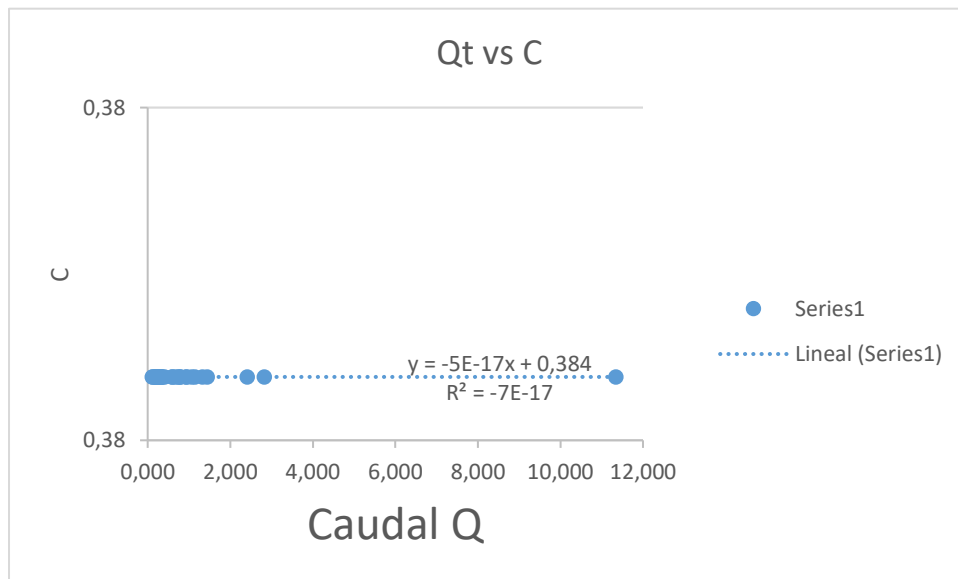
Tabla 3.66. Correlación entre Caudal vs C

		QT (m ³ /s)	c
QT (m ³ /s)	Correlación de Pearson	1	a
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	30	30
c	Correlación de Pearson	a	a
	Sig. (bilateral)	.	.
	N	30	30

a. No se puede calcular porque, como mínimo, una de las variables es constante.

Fuente: Elaboración propia en SPSS

Figura 3.20. Grafica de Qt vs C



Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos del análisis entre el caudal y el coeficiente C reflejan la ausencia de una correlación significativa. Esto se debe a que C presenta una variabilidad limitada, actuando como una constante en el contexto del sistema estudiado. La falta de dispersión en los valores de C reduce su capacidad para explicar las variaciones en el caudal, lo que se traduce en un coeficiente de correlación muy bajo o prácticamente nulo. Conceptualmente, el coeficiente C representa un factor que depende de las características físicas de la cuenca o material, por lo que su falta de relación directa con el caudal puede atribuirse a su invariabilidad en este caso particular. Este hallazgo resalta la necesidad de evaluar con cuidado las variables incluidas en los modelos, asegurando que estas aporten información relevante y dinámica para la interpretación y la predicción del comportamiento del sistema.

3.3.6.4. Cuadro resumen del análisis de correlación

Esta tabla resumen sintetiza las conclusiones principales a partir de las 30 muestras analizadas por cada variable, facilitando la interpretación de los hallazgos.

Tabla 3.67. Cuadro resumen

Modelo	R	R cuadrado	R cuadrado ajustado	Error estándar de la estimación
1	,994 ^a	,988	,987	,230

a. Predictores: (Constante), i(tc,T), Area

Fuente: Elaboración propia en SPSS

El análisis global de las correlaciones estudiadas presenta resultados variados en términos de fortaleza y significancia. La relación entre el caudal y el área se destacó por su alta correlación ($r > 0.7$; $r^2 > 0.8$), validando la robustez del modelo aplicado. En contraste, la relación entre caudal e intensidad mostró una correlación más débil, afectada por la presencia de valores atípicos que reducen su fuerza predictiva. Finalmente, el coeficiente C no presentó relación alguna con el caudal, debido a su naturaleza constante en el sistema. Este análisis resalta la importancia de evaluar cada variable en su contexto hidrológico, considerando tanto su significancia estadística como su relevancia física. Los resultados obtenidos son fundamentales para establecer estrategias de modelado y predicción de caudales, contribuyendo al diseño de infraestructuras y la gestión eficiente de los recursos hídricos.

CAPÍTULO IV

DISEÑO Y ANÁLISIS

CAPITULO IV

DISEÑO Y ANÁLISIS

4.1.DISEÑO DE ALCANTARILLAS

El presente capítulo tiene por objetivo presentar los principios hidráulicos fundamentales involucrados en el diseño de alcantarillas con control de entrada.

4.1.1. Delimitación de las cuencas de aporte

La cuenca hidrográfica, es delimitada por una divisoria topográfica que drena a un cauce común, al interior del cual las aguas de la lluvia que caen se dirigen hacia un punto, denominado salida de cuenca.

Tomando en cuenta las definiciones y características de las cuencas y el manual de Hidrología de la ABC se adoptó como cuencas pequeñas las que tienen una superficie menor a 25 km².

Para la delimitación de las cuencas de aporte de las diferentes obras de drenaje del camino, se utilizaron Dem (modelo de elevación digital) de la zona a estudiar y las imágenes satelitales del Google Earth debido al tamaño de las cuencas que no se pueden apreciar en las cartas del IGM, a continuación se realiza el procesamiento gráfico con ayuda del utilitario computarizado GLOBAL MAPPER Y ARGICS y la topografía se definen el área, la longitud del curso principal, sus pendientes medias, etc. parámetros necesarios para el cálculo de los caudales extraordinarios de aporte. Todas las cuencas definidas en el estudio desde el punto de vista hidrológico son cuencas pequeñas es decir menores a 25 km².

Las obras de drenaje sobre los cursos más importantes que cruzan la carretera si bien existen son precarias para lo cual se tomaran los parámetros necesarios para el diseño de estos. El alineamiento horizontal y vertical del trazo es coincidente con estas obras.

Los cursos de drenaje más importantes que cruza la carretera son afluentes al rio Junacas y rio Canaletas. El mapa con la delimitación de las áreas de aporte a cada una de las obras de drenaje consideradas en el estudio se muestra en la Figura 4.1.

Figura 4.1 Identificación de microcuencas



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.2. Ubicación de alcantarillas de alivio y cruce



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.3. Áreas de aporte



Fuente: Elaboración propia

4.1.2. Diseño hidráulico de la alcantarilla sección cajón N^o1

Datos:

Caudal (Q) = 2.827 [m³/s]

Base (b) = 2 m

Altura (h) = 2 m

Pendiente (S) = 0.02 m/m

Manning (n) = 0.03

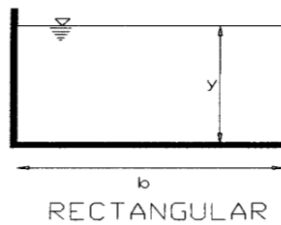
Para la elección de la sección tipo optamos por una sección tipo cajón con unas dimensiones de 2m x 2m, partiendo de la fórmula de continuidad dejamos del lado izquierdo los valores conocidos y del derecho los valores desconocido en este caso el valor desconocido es el radio hidráulico que está en función al área y perímetro que a la vez está en función del tirante normal de la sección mencionada, hacemos el reemplazo de los valores en la ecuación desarrollada y dejamos los términos en función del tirante normal de lo cual es una ecuación de quinto nivel lo cual se procede a resolver con el método de iteración y encontramos el valor del tirante normal para

nuestra alcantarilla de sección tipo cajón con ello podemos calcular nuestra área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico, espejo de agua, número de Froude y nuestra velocidad para nuestra alcantarilla.

Otros valores importantes para nuestro cálculo de la alcantarilla es el valor del tirante crítico y nuestra pendiente crítica, procedemos con el cálculo de área crítica, perímetro crítico, radio hidráulico crítico, nuestro tirante crítico y pendiente crítica y finalmente los cálculos finales para nuestra alcantarilla con la comprobación de sección.

1er paso:

Sabiendo las dimensiones de nuestra sección tipo de 2m x 2m, partimos de la ecuación de continuidad hasta llegar a nuestra ecuación de quinto nivel



$$Q = AV$$

$$\frac{Q}{A} = V$$

Si la velocidad es igual

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

Y el valor de radio hidráulico está en función del área y perímetro

$$A = by$$

$$P = b + 2y$$

$$P = \frac{D * \theta \text{ rad}}{2}$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = AR^{\frac{2}{3}}$$

Entonces pasando al lado izquierdo los valores conocidos y al lado derecho lo que no conocemos tenemos:

$$\left(\frac{Q * n}{\sqrt{S}} \right)^3 = R_h^{2/3}$$

$$\left(\frac{Qn}{s^{(1/2)}} \right)^3 (b + 2y)^2 - (by)^5 = 0$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$\left(\frac{0,216 \frac{m^3}{s} * 0.03}{(\sqrt{0.02} m/m^{1/2})} \right)^3 * (2m + 2Y)^2 - (2m * Y)^5 = 0$$

$$0,216 \frac{m^5}{s} (2m + 2Y)^2 - (2m * Y)^5 = 0$$

Haciendo el proceso de iteración encontramos el valor de Y que es igual a nuestro tirante normal (Y_n).

$$Y_n = 0.583 \text{ m}$$

2do paso:

Con el tirante normal iterado procedemos al cálculo de área, perímetro, espejo de agua, radio hidráulico, número de Froude, velocidad y energía específica

$$A = by$$

$$P = b + 2y$$

$$T = b$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$A = 2m * 0.583 \text{ m}$$

$$P = 2m + 2 * 0.583 \text{ m}$$

$$T = 2m$$

$$V = \frac{2.827 \text{ m}^3 / \text{s}}{1.167 \text{ m}^2}$$

$$A = 1.167 \text{ m}^2$$

$$P = 3.167 \text{ m}$$

$$V = 2.423 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{2.423 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \text{ m/s}^2 * \frac{1.167 \text{ m}^2}{2m}}}$$

$$F = 1.01$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$R_h = \frac{1.167 \text{ m}^2}{3.167 \text{ m}}$$

$$R_h = 0.368 \text{ m}$$

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

$$E = 0.583 \text{ m} + \frac{(2.423 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$E = 0.883 \text{ m}$$

La velocidad admisible para nuestras alcantarillas es de 6 m/s y la calculada es de 7.086 m/s lo cual se debe al tipo de sección y a nuestro caudal que es un poco grande lo cual

se recomienda poner unos disipadores de energía a la salida de la alcantarilla para disipar la energía y la velocidad.

El número de froude nos sale mayor a 1 entonces sería un flujo supercrítico.

3er paso:

Se procede al cálculo del tirante crítico y pendiente critica, para este cálculo se procede partiendo de la fórmula de:

$$Y_c = \left(\frac{Q^2}{b^2 * g} \right)^{1/3} \quad Y_c = \left(\frac{(2.827 \text{ m}^3/\text{s})^2}{(2\text{m})^2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right)^{1/3}$$

$$Y_c = 0.588 \text{ m}$$

$$S_c = \left(\frac{v * n}{R_h^{2/3}} \right)^2$$

$$S_c = \left(\frac{2.423 \text{ m/s} * 0.03}{0.368 \text{ m}^{2/3}} \right)^2$$

$$S_c = 0.020 \text{ m/m}$$

4to paso:

Con los valores calculados hacemos un control de nuestro tirante normal y tirante critico en función a nuestra base.

$$\frac{h_s}{b} = \frac{0.583 \text{ m}}{2 \text{ m}} = 0.2917\text{m}$$

$$\frac{h_c}{b} = \frac{0.588 \text{ m}}{2 \text{ m}} = 0.2942 \text{ m}$$

no debe ser mayor a 1.2D entonces $1.2 * 2 \text{ m} = 2.4 \text{ m}$ este valor es mayor de 0.2917 m y 0.2942m entonces nuestras condiciones de diseño son óptimas para nuestra alcantarilla

4.1.3. Diseño hidráulico de la alcantarilla sección circular N°2

Datos:

Caudal (Q) = 0.2517 [m³/s]

Diámetro (D)= 1 m

Pendiente (S) = 0.01 m/m

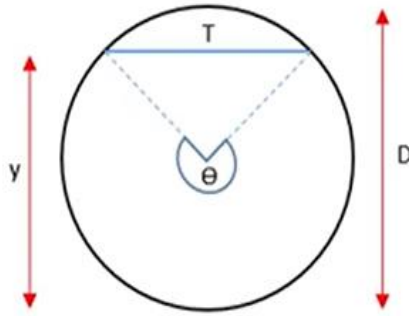
Manning (n) = 0.013

determinamos la relación de tirante / diámetro mediante las fórmulas de relación geométrica de una circunferencia, para nuestro calculo necesitamos asumirnos un ángulo interno en radianes de la circunferencia y a partir de eso podemos calcular nuestra área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico y finalmente calcular nuestro valor del tirante normal para nuestra alcantarilla, pero nuestro tirante normal está en función a nuestro ángulo interno asumido, entonces tenemos que hacer un proceso de iteración para hallar el verdadero valor de nuestro ángulo interno y así poder hallar los verdaderos valores de nuestra área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico y tirante normal, ya teniendo los cálculos reales procedemos al cálculo de la velocidad de nuestra alcantarilla también calculamos nuestro espejo de agua, nuestro número de froude y la energía específica para nuestra alcantarilla.

Otros valores importantes para nuestro cálculo de la alcantarilla es el valor del tirante crítico y nuestra pendiente critica, se procede a hacer el mismo calculo asumiendo un ángulo interno en radianes y procedemos con el cálculo de área critica, perímetro crítico, radio hidráulico crítico, nuestro tirante crítico y pendiente crítico y finalmente los cálculos finales para nuestra alcantarilla con la comprobación de sección.

1er paso:

Establecemos nuestro ángulo interno(asumido) para nuestra relación de Y/D



$$\Omega_{\text{asum}} = 2.00000 \text{ rad}$$

$$\theta = 2 \arccos\left(\frac{D-2Y}{D}\right)$$

2do paso:

Calculamos nuestra área mojada con los valores de $D=1\text{ m}$ y $\Omega_{\text{asum}} = 2.00000 \text{ rad}$

$$A = \frac{D^2}{8} * (\theta \text{ rad} - \text{sen } \theta)$$

$$P = \frac{D * \theta \text{ rad}}{2}$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = AR^{\frac{2}{3}}$$

$$A = \frac{1\text{m}^2}{8} * (2\text{rad} - \text{sen } 2\text{rad})$$

$$A = 0.1363 \text{ m}^2$$

3er paso:

Calculamos nuestro perímetro mojado con los valores de $D=1\text{ m}$ y $\Omega_{\text{asum}} = 2.00000 \text{ rad}$

$$P = \frac{D * \theta \text{ rad}}{2}$$

$$P = \frac{1\text{m} * 2\text{rad}}{2}$$

$$P = 1 \text{ m}$$

4to paso:

Calculamos nuestro radio hidráulico con los valores de $A=0.1363 \text{ m}^2$ y $P=1 \text{ m}$

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$R_h = \frac{0.1363 \text{ m}^2}{1 \text{ m}}$$

$$R_h = 0.1363 \text{ m}$$

5to paso:

Hacemos la igualacion partiendo de la formula de manning con nuestros valores conocidos

Caudal (Q) = 0.6717 [m³/s], Diámetro (D) = 1 m, Pendiente, (S) = 0.01 m/m

Manning (n) = 0.013, Area (A) = 0.1363 m², Perimetro (P) = 1 m, Radio hidraulico (R_h) = 0.1363 m

$$Q = \frac{1}{n} * \left(\frac{A^5}{P^2} \right)^{1/3} * S^{1/2} = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = AR^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{0.2517 \text{ m}^3/\text{s} * 0.013}{\sqrt{0.01} \text{ m/m}} = 0.03273$$

$$0.1363 \text{ m}^2 * 0.1363^{\frac{2}{3}} \text{ m} = 0.03276$$

6to paso:

Teniendo los valores numéricos de la siguiente ecuación:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = AR^{\frac{2}{3}}$$

Procedemos a hacer el proceso de iteración para hallar nuestro verdadero valor del ángulo interno, haciendo que el resultado de la ecuación 1 sea igual al resultado de la ecuación 2 mediante un proceso de iteración encontramos el verdadero valor del ángulo interno.

$$\frac{0.2517 \text{ m}^3/\text{s} * 0.013}{\sqrt{0.01} \text{ m/m}} = 0.2565 \text{ m}^2 * 0.1986^{\frac{2}{3}}$$

$$0.03273 = 0.03276$$

Con el valor iterado de $\Omega_{asum} = 2.00000 \text{ rad}$ a $\Omega_{asum} = 2.582376 \text{ rad}$ procedemos al cálculo nuevamente de área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico, repitiendo los pasos 2,3 y 4 tenemos

$$A = \frac{D^2}{8} * (\theta \text{ rad} - \text{sen } \theta)$$

$$P = \frac{D * \theta \text{ rad}}{2}$$

$$A = \frac{1m^2}{8} * (1.947669 \text{ rad} - \text{sen } 1.947669 \text{ rad}) \quad P = \frac{1m * 1.947669 \text{ rad}}{2} \quad Rh = \frac{0.1272}{0.9738}$$

$$A = 0.1272 \text{ m}^2$$

$$P = 0.9738 \text{ m}$$

$$R_h = 0.1306 \text{ m}$$

7mo paso:

Con los valores verdaderos de área mojada, perímetro mojado radio hidráulico y ángulo interno procedemos al cálculo del tirante normal de la alcantarilla

$$\theta = 2 \text{arcCos} \left(\frac{D - 2Y}{D} \right)$$

Despejando Y tenemos:

$$Y = \frac{D}{2} (1 - \text{COS} \frac{\theta}{2})$$

Reemplazando valores tenemos:

$$Y = \frac{1m}{2} (1 - \text{COS} \frac{1.947669 \text{ rad}}{2})$$

$$Y = 0.2189 \text{ m}$$

8vo paso:

Procedemos con el cálculo del espejo de agua, velocidad en la alcantarilla, numero de froude y energía específica

$$T = D * \text{SEN} \frac{\theta}{2}$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g} * \frac{A}{T}}$$

$$T = 1\text{ m} * \text{SEN} \frac{1.947669 \text{ rad}}{2}$$

$$V = \frac{0.2517 \text{ m}^3/\text{s}}{0.1272 \text{ m}^2}$$

$$F = \frac{1.9787 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \text{ m/s}^2} * \frac{0.1272 \text{ m}^2}{0.8270 \text{ m}}}$$

$$T = 0.8270 \text{ m}$$

$$v = 1.9787 \text{ m/s}$$

$$F = 1.61$$

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

$$E = 0.2189 \text{ m} + \frac{(1.9787 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$E = 0.4185 \text{ m}$$

La velocidad admisible para nuestras alcantarillas es de 6 m/s y la calculada es de 1.9787 m/s lo cual está dentro del parámetro.

El número de froude nos sale mayor a 1 entonces sería un flujo supercrítico.

9no paso:

Se procede al cálculo del tirante crítico y pendiente critica, para este cálculo se procede a hacer los pasos 1, 2 y 3 donde asumimos un ángulo interno para hacer nuestra iteración

$\Omega_{\text{asum}} = 2.00000 \text{ rad}$ comenzamos con los cálculos

$$A = \frac{D^2}{8} * (\theta \text{ rad} - \text{sen} \theta)$$

$$A = \frac{1\text{m}^2}{8} * (2.00000 \text{ rad} - \text{sen} 2.00000 \text{ rad})$$

$$T = D * \text{SEN} \frac{\theta}{2}$$

$$T = 1 \text{ m} * \text{SEN} \frac{2.00000}{2}$$

$$A = 0.1363 \text{ m}^2$$

$$T = 0.8415 \text{ m}$$

10mo paso:

Partiendo de la fórmula de

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{A^{3/2}}{T^{1/2}}$$

Hacemos la igualación de valores tanto en el lado derecho como izquierdo tienen que ser el mismo valor para nuestra iteración

$$\frac{0.2517 \text{ m}^3/\text{s}}{\sqrt{9.81\text{m/s}^2}} = 0.0804$$

$$\frac{(0.1363 \text{ m}^2)^{3/2}}{(0.8415 \text{ m})^{1/2}} = 0.0804$$

Haciendo nuestro proceso de iteración da como resultado que nuestro ángulo interno resulta ser $\Omega_{\text{asum}} = 3.002827$ rad y nuestra igualación queda de la siguiente manera

$$\frac{0.2517 \text{ m}^3/\text{s}}{\sqrt{9.81\text{m/s}^2}} = 0.0804 \qquad \frac{(0.3581\text{m}^2)^{3/2}}{(0.9976 \text{ m})^{1/2}} = 0.0804$$

Con el valor iterado de $\Omega_{\text{asum}} = 2.00000$ rad a $\Omega_{\text{asum}} 2.227265$ rad procedemos al cálculo nuevamente área y espejo de agua

$$A = \frac{D^2}{8} * (\theta \text{ rad} - \text{sen} \theta)$$

$$A = \frac{1\text{m}^2}{8} * (3.002827 \text{ rad} - \text{sen} 3.002827 \text{ rad})$$

$$A = 0.1794 \text{ m}^2$$

$$T = D * \text{SEN} \frac{\theta}{2}$$

$$T = 1 \text{ m} * \text{SEN} \frac{2.227265}{2}$$

$$T = 0.8973 \text{ m}$$

11vo paso:

Con los valores verdaderos de área, espejo de aguay ángulo interno procedemos al cálculo del tirante crítico de la alcantarilla, velocidad, perímetro, radio hidraulico y su pendiente critica

$$\theta = 2 \arccos\left(\frac{D-2Y}{D}\right)$$

Despejando Y tenemos:

$$Y = \frac{D}{2} (1 - \cos\frac{\theta}{2})$$

Reemplazando valores tenemos:

$$Y = \frac{1\text{m}}{2} (1 - \cos\frac{2.227265 \text{ rad}}{2})$$

$$Y_c = 0.2793 \text{ m}$$

$$V = \frac{0.2517 \text{ m}^3/\text{s}}{0.1794 \text{ m}^2} = 1.4034 \text{ m/s}$$

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$P = \frac{D * \theta \text{ rad}}{2}$$

$$R_h = \frac{0.1794 \text{ m}^2}{1.116 \text{ m}}$$

$$R_h = 0.1611 \text{ m}$$

$$P = \frac{1\text{m} * 2.227265 \text{ rad}}{2}$$

$$P = 1.1136 \text{ m}$$

$$S_c = \left(\frac{v * n}{R_h^{2/3}}\right)^2$$

$$S_c = \left(\frac{1.4034 \text{ m/s} * 0.013}{0.1611 \text{ m}^{2/3}}\right)^2$$

$$S_c = 0.00380 \text{ m/m}$$

12vo paso:

Con los valores calculados hacemos un control de nuestro tirante normal y tirante crítico en función a nuestro diámetro.

$$\frac{h_s}{D} = \frac{0.2189 \text{ m}}{1 \text{ m}} = 0.2189 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{D} = \frac{0.2793 \text{ m}}{1 \text{ m}} = 0.2793 \text{ m}$$

no debe ser mayor a $1.2D$ entonces $1.2 \cdot 1 \text{ m} = 1.2 \text{ m}$ este valor es mayor de 0.2189 m y 0.2793 m entonces nuestras condiciones de diseño son óptimas para nuestra alcantarilla

4.1.4. Diseño hidráulico de la alcantarilla sección bóveda N°18**Datos:**

Caudal (Q) = 11.349 [m³/s]

Base (b) = 3 m

Altura (h) = 3.30 m

Pendiente (S) = 0.01 m/m

Manning (n) = 0.03

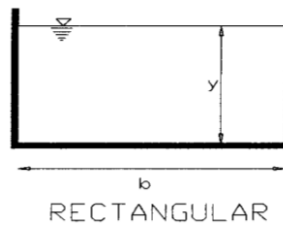
Para la elección de la sección tipo optamos por una sección tipo bóveda con unas dimensiones de 3 m x 3.30 m porque en el lugar la alcantarilla es un afluente del río de Junacas por lo cual se decide por este tipo de sección, para el cálculo hidráulico se lo toma como si fuera una bóveda, partiendo de la fórmula de continuidad dejamos del lado izquierdo los valores conocidos y del derecho los valores desconocidos en este caso el valor desconocido es el radio hidráulico que está en función al área y perímetro que a la vez está en función del tirante normal de la sección mencionada, hacemos el reemplazo de los valores en la ecuación desarrollada y dejamos los términos en función del tirante normal de lo cual es una ecuación de quinto nivel lo cual se procede a resolver con el método de iteración y encontramos el valor del tirante normal para nuestra alcantarilla de sección tipo cajón con ello podemos calcular nuestra área

mojada, perímetro mojado, radio hidráulico, espejo de agua, numero de froude y nuestra velocidad para nuestra alcantarilla.

Otros valores importantes para nuestro cálculo de la alcantarilla es el valor del tirante crítico y nuestra pendiente critica, procedemos con el cálculo de área critica, perímetro crítico, radio hidráulico crítico, nuestro tirante crítico y pendiente crítica y finalmente los cálculos finales para nuestra alcantarilla con la comprobación de sección

1er paso:

Sabiendo las dimensiones de nuestra sección tipo de 3 m x 3.30 m, partimos de la ecuación de continuidad hasta llegar a nuestra ecuación de quinto nivel



$$Q = AV$$

$$\frac{Q}{A} = V$$

Si la velocidad es igual

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

Y el valor de radio hidráulico está en función del área y perímetro

$$A = by$$

$$P = b + 2y$$

Entonces pasando al lado izquierdo los valores conocidos y al lado derecho lo que no conocemos tenemos:

$$\left(\frac{Q * n}{\sqrt{S}} \right)^3 = R_h^{2/3}$$

$$\left(\frac{Qn}{S^{(1/2)}} \right)^3 (b + 2y)^2 - (by)^5 = 0$$

Reemplazando los valores tenemos:

$$\left(\frac{11.349 \frac{m^3}{s} * 0.03}{(0.01 m/m^{1/2})} \right)^3 * (3m + 2Y)^2 - (3m * Y)^5 = 0$$

$$39.471 \frac{m^5}{s} * (3m + 2Y)^2 - (3m * Y)^5 = 0$$

Haciendo el proceso de iteración encontramos el valor de Y que es igual a nuestro tirante normal (Y_n).

$$Y_n = 1.406 \text{ m}$$

2do paso:

Con el tirante normal iterado procedemos al cálculo de área, perímetro, espejo de agua, radio hidráulico, número de Froude, velocidad y energía específica

$A = by$	$P = b + 2y$	$T = b$	$V = \frac{Q}{A}$
$A = 3m * 3.023m$	$P = 3m + 2 * 3.023m$	$T = 3m$	$V = \frac{11.349m^3/s}{4.217m^2}$
$A = 9.069m^2$	$P = 9.046m$		$V = 2.692m/s$

$$F = \frac{2.692 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \text{ m/s}^2 * \frac{4.217 \text{ m}^2}{3 \text{ m}}}} \quad F = 0.7249$$

$$R_h = \frac{A}{P} \quad R_h = \frac{4.217 \text{ m}^2}{5.811 \text{ m}} \quad R_h = 0.726 \text{ m}$$

$$E = Y + \frac{v^2}{2g} \quad E = 1.406 \text{ m} + \frac{(2.692 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \quad E = 1.775 \text{ m}$$

La velocidad admisible para nuestras alcantarillas es de 6 m/s y la calculada es de 2.692 m/s lo cual cumple con lo recomendado.

El número de Froude nos sale menor a 1 entonces sería un flujo subcrítico.

3er paso:

Se procede al cálculo del tirante crítico y pendiente crítica, para este cálculo se procede partiendo de la fórmula de:

$$Y_c = \left(\frac{Q^2}{b^2 * g} \right)^{1/3} \quad Y_c = \left(\frac{(11.349 \text{ m}^3/\text{s})^2}{(3 \text{ m})^2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right)^{1/3}$$

$$Y_c = 1.501 \text{ m}$$

$$S_c = \left(\frac{v * n}{R_h^{2/3}} \right)^2$$

$$S_c = \left(\frac{2.692 \text{ m/s} * 0.03}{0.726 \text{ m}^{2/3}} \right)^2$$

$$S_c = 0.010 \text{ m/m}$$

4to paso:

Con los valores calculados hacemos un control de nuestro tirante normal y tirante crítico en función a nuestra base.

$$\frac{h_s}{b} = \frac{1.406 \text{ m}}{3 \text{ m}} = 0.4685\text{m}$$

$$\frac{h_c}{b} = \frac{1.501 \text{ m}}{3 \text{ m}} = 0.5003\text{m}$$

no debe ser mayor a 1.2D entonces $1.2 * 3 \text{ m} = 3.6 \text{ m}$ este valor es mayor de 0.4685 m y 0.5003 m entonces nuestras condiciones de diseño son óptimas para nuestra alcantarilla.

Tabla 4.1. Diseño hidráulico de alcantarilla

Nº	Progresiva	Material de alcantarilla	Tipo de alcantarilla	NºALC	Diametro	Longitud	Pendiente	Caudal de la cuenca	Caudal	Rugosidad	Ω_{asum}	Y_n	A_M	P_M	R_H	T	Y_c	I_c	Velocidad	Froud	Tipo	Energía
	inicial				(m)	(m)	So (m/m)	(m³/s)	(m³/s)	n	(m)	(m²)	(m)	(m)	(m)	(m)	Sc (m/m)	(m/s)		Flujo	m*Kg/Kg	
1	0+072.16	THC	Cajon	1	2m x 2m	13	2%	2.827	2.827	0.03	-	0.5835	1.1669	3.1669	0.3685	2.0000	0.5884	0.0200	2.4229	1.0127	Subcrítico	0.8827
2	0+212.37	THC	Circular	1	1	12.35	1%	0.252	0.252	0.013	1.94767	0.2189	0.1272	0.9738	0.1306	0.8270	0.2793	0.0038	1.9787	1.6107	Supercrítico	0.4185
3	0+421.85	THC	Circular	1	1	12.3	1%	0.954	0.954	0.013	2.89518	0.4386	0.3314	1.4476	0.2289	0.9924	0.5593	0.0044	2.8784	1.5903	Supercrítico	0.8608
4	0+720.57	THC	Circular	1	1	16.6	1%	0.317	0.317	0.013	2.07403	0.2456	0.1498	1.0370	0.1444	0.8609	0.3150	0.0038	2.1170	1.6206	Supercrítico	0.4740
5	0+988.09	THC	Circular	1	1	14.1	4%	0.784	0.784	0.013	2.20131	0.2735	0.1742	1.1007	0.1583	0.8915	0.5045	0.0041	4.5003	3.2505	Supercrítico	1.3058
6	1+208.66	THC	Circular	1	1	12.7	3%	1.329	1.329	0.013	2.69348	0.3889	0.2825	1.3467	0.2098	0.9750	0.6645	0.0050	4.7044	2.7903	Supercrítico	1.5169
7	1+514.33	THC	Circular	1	1	13.4	3%	0.930	0.930	0.013	2.41235	0.3217	0.2183	1.2062	0.1809	0.9343	0.5520	0.0043	4.2626	2.8158	Supercrítico	1.2478
8	1+777.88	THC	Circular	1	1	13.75	1%	0.186	0.186	0.013	1.79509	0.1882	0.1025	0.8975	0.1142	0.7818	0.2396	0.0038	1.8117	1.5973	Supercrítico	0.3555
9	2+252.369	THC	Circular	1	1	12.2	2%	0.187	0.187	0.013	1.64283	0.1594	0.0807	0.8214	0.0982	0.7321	0.2405	0.0038	2.3147	2.2262	Supercrítico	0.4325
10	2+371.96	THC	Circular	1	1	12.1	2%	0.611	0.611	0.013	2.26355	0.2875	0.1868	1.1318	0.1650	0.9052	0.4429	0.0040	3.2711	2.2992	Supercrítico	0.8328
11	2+733.82	THC	Circular	1	1	14	2%	0.600	0.600	0.013	2.25138	0.2847	0.1843	1.1257	0.1637	0.9026	0.4389	0.0039	3.2565	2.3011	Supercrítico	0.8252
12	2+963.38	THC	Circular	1	1	25.83	2%	0.753	0.753	0.013	2.40678	0.3204	0.2170	1.2034	0.1804	0.9333	0.4941	0.0041	3.4712	2.2981	Supercrítico	0.9345
13	3+397.28	THC	Circular	1	1	12.46	5%	0.270	0.270	0.013	1.60574	0.1527	0.0758	0.8029	0.0944	0.7194	0.2903	0.0037	3.5597	3.5014	Supercrítico	0.7985
14	3+559.91	THC	Circular	1	1	15.05	4%	0.311	0.311	0.013	1.71416	0.1727	0.0906	0.8571	0.1057	0.7559	0.3121	0.0038	3.4367	3.1703	Supercrítico	0.7747
15	3+744.22	THC	Circular	1	1	16.63	4%	0.414	0.414	0.013	1.84668	0.1984	0.1106	0.9233	0.1197	0.7976	0.3620	0.0038	3.7400	3.2073	Supercrítico	0.9113
16	4+096.35	THC	Circular	1	1	18.35	1%	0.232	0.232	0.013	1.90399	0.2100	0.1199	0.9520	0.1259	0.8146	0.2681	0.0038	1.9328	1.6086	Supercrítico	0.4004
17	4+330.69	THC	Circular	1	1	19.57	6%	0.131	0.131	0.013	1.30663	0.1030	0.0427	0.6533	0.0653	0.6078	0.2001	0.0039	3.0644	3.6929	Supercrítico	0.5816
18	4+496.22	THC	Boveda	1	3m x 3.30m	54.5	1%	11.349	11.349	0.03	-	1.4055	4.2165	5.8110	0.7256	3.0000	1.5010	0.0100	2.6916	0.7249	Subcrítico	1.7748
19	4+868.46	THC	Circular	1	1	5.28	3%	0.683	0.683	0.013	2.20461	0.2742	0.1749	1.1023	0.1586	0.8923	0.4697	0.0040	3.9055	2.8167	Supercrítico	1.0516
20	5+223.78	THC	Circular	1	1	14.54	4%	0.356	0.356	0.013	1.77497	0.1843	0.0995	0.8875	0.1121	0.7755	0.3346	0.0038	3.5753	3.1873	Supercrítico	0.8358
21	5+456.86	THC	Circular	1	1	14.82	2%	0.799	0.799	0.013	2.44893	0.3303	0.2263	1.2245	0.1848	0.9406	0.5097	0.0042	3.5304	2.2981	Supercrítico	0.9655
22	5+929.41	THC	Circular	1	1	16.66	1%	1.146	1.146	0.013	3.08940	0.4870	0.3797	1.5447	0.2458	0.9997	0.6152	0.0047	3.0180	1.5636	Supercrítico	0.9512
23	6+231.62	THC	Circular	1	1	25.95	2%	0.209	0.209	0.013	1.69232	0.1686	0.0875	0.8462	0.1034	0.7487	0.2543	0.0038	2.3925	2.2349	Supercrítico	0.4603
24	6+876.30	THC	Circular	1	1	25.9	3%	0.335	0.335	0.013	1.81400	0.1919	0.1054	0.9070	0.1162	0.7877	0.3240	0.0038	3.1776	2.7730	Supercrítico	0.7066
25	7+280.00	THC	Circular	1	1	18	2%	1.077	1.077	0.013	2.68714	0.3874	0.2810	1.3436	0.2092	0.9743	0.5958	0.0046	3.8323	2.2783	Supercrítico	1.1359
26	8+300.09	THC	Circular	1	1	14.8	4%	0.322	0.322	0.013	1.73028	0.1757	0.0929	0.8651	0.1073	0.7612	0.3175	0.0038	3.4662	3.1683	Supercrítico	0.7881
27	8+580.00	THC	Circular	1	1	17.1	2%	0.292	0.292	0.013	1.84633	0.1983	0.1105	0.9232	0.1197	0.7975	0.3022	0.0038	2.6451	2.2687	Supercrítico	0.5550
28	8+738.64	THC	Circular	1	1	12	1%	0.114	0.114	0.013	1.58401	0.1488	0.0730	0.7920	0.0922	0.7118	0.1869	0.0039	1.5655	1.5606	Supercrítico	0.2737
29	9+065.51	THC	Circular	1	1.2	20.23	1%	2.415	2.415	0.013	3.42062	0.6834	0.6653	2.0524	0.3242	1.1883	0.8567	0.0052	3.6296	1.5488	Supercrítico	1.3549
30	9+330.00	THC	Circular	1	1	18.13	5%	1.452	1.452	0.013	2.55530	0.3555	0.2503	1.2777	0.1959	0.9573	0.6951	0.6902	5.8034	3.6240	Supercrítico	2.0721

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.2. Diseño hidráulico de alcantarilla parte II

Nº	Progresiva	Tipo de alcantarilla	Caudal (m ³ /s)	Longitud (m)	Pendiente	Rugosidad n	Diámetro (m)	h _s (m)	h _c (m)	h _c /D	h ₀ /D	h ₀ /h _c	Ic	V _{adm} (m/s)	Velocidad (m/s)	Dir de escurrimiento
	(Km)				So (m/m)								Sc (m/m)			
1	0+072.16	Cajon	2.827	13	0.02	0.03	2m x 2m	0.5835	0.5884	0.2942	0.2917	0.9916	0.0200	6.00	2.4229	D a I
2	0+212.37	Circular	0.252	12.35	0.01	0.013	1	0.2189	0.2793	0.2793	0.2189	0.7839	0.0038	6.00	1.9787	D a I
3	0+421.85	Circular	0.954	12.3	0.01	0.013	1	0.4386	0.5593	0.5593	0.4386	0.7841	0.0044	6.00	2.8784	D a I
4	0+720.57	Circular	0.317	16.6	0.01	0.013	1	0.2456	0.3150	0.3150	0.2456	0.7797	0.0038	6.00	2.1170	D a I
5	0+988.09	Circular	0.784	14.1	0.04	0.013	1	0.2735	0.5045	0.5045	0.2735	0.5421	0.0041	6.00	4.5003	D a I
6	1+208.66	Circular	1.329	12.7	0.03	0.013	1	0.3889	0.6645	0.6645	0.3889	0.5853	0.0050	6.00	4.7044	D a I
7	1+514.33	Circular	0.930	13.4	0.03	0.013	1	0.3217	0.5520	0.5520	0.3217	0.5828	0.0043	6.00	4.2626	D a I
8	1+777.88	Circular	0.186	13.75	0.01	0.013	1	0.1882	0.2396	0.2396	0.1882	0.7856	0.0038	6.00	1.8117	D a I
9	2+252.369	Circular	0.187	12.2	0.02	0.013	1	0.1594	0.2405	0.2405	0.1594	0.6629	0.0038	6.00	2.3147	I a D
10	2+371.96	Circular	0.611	12.1	0.02	0.013	1	0.2875	0.4429	0.4429	0.2875	0.6491	0.0040	6.00	3.2711	I a D
11	2+733.82	Circular	0.600	14	0.02	0.013	1	0.2847	0.4389	0.4389	0.2847	0.6487	0.0039	6.00	3.2565	I a D
12	2+963.38	Circular	0.753	25.83	0.02	0.013	1	0.3204	0.4941	0.4941	0.3204	0.6484	0.0041	6.00	3.4712	I a D
13	3+397.28	Circular	0.270	12.46	0.05	0.013	1	0.1527	0.2903	0.2903	0.1527	0.5259	0.0037	6.00	3.5597	D a I
14	3+559.91	Circular	0.311	15.05	0.04	0.013	1	0.1727	0.3121	0.3121	0.1727	0.5533	0.0038	6.00	3.4367	D a I
15	3+744.22	Circular	0.414	16.63	0.04	0.013	1	0.1984	0.3620	0.3620	0.1984	0.5481	0.0038	6.00	3.7400	D a I
16	4+096.35	Circular	0.232	18.35	0.01	0.013	1	0.2100	0.2681	0.2681	0.2100	0.7832	0.0038	6.00	1.9328	I a D
17	4+330.69	Circular	0.131	19.57	0.06	0.013	1	0.1030	0.2001	0.2001	0.1030	0.5146	0.0039	6.00	3.0644	I a D
18	4+496.22	Boveda	11.349	54.5	0.01	0.03	3m x 3.30m	1.4055	1.5010	0.5003	0.4685	0.9364	0.0100	6.00	2.6916	I a D
19	4+868.46	Circular	0.683	5.28	0.03	0.013	1	0.2742	0.4697	0.4697	0.2742	0.5838	0.0040	6.00	3.9055	I a D
20	5+223.78	Circular	0.356	14.54	0.04	0.013	1	0.1843	0.3346	0.3346	0.1843	0.5508	0.0038	6.00	3.5753	I a D
21	5+456.86	Circular	0.799	14.82	0.02	0.013	1	0.3303	0.5097	0.5097	0.3303	0.6480	0.0042	6.00	3.5304	I a D
22	5+929.41	Circular	1.146	16.66	0.01	0.013	1	0.4870	0.6152	0.6152	0.4870	0.7915	0.0047	6.00	3.0180	D a I
23	6+231.62	Circular	0.209	25.95	0.02	0.013	1	0.1686	0.2543	0.2543	0.1686	0.6628	0.0038	6.00	2.3925	D a I
24	6+876.30	Circular	0.335	25.9	0.03	0.013	1	0.1919	0.3240	0.3240	0.1919	0.5924	0.0038	6.00	3.1776	D a I
25	7+280.00	Circular	1.077	18	0.02	0.013	1	0.3874	0.5958	0.5958	0.3874	0.6501	0.0046	6.00	3.8323	I a D
26	8+300.09	Circular	0.322	14.8	0.04	0.013	1	0.1757	0.3175	0.3175	0.1757	0.5534	0.0038	6.00	3.4662	D a I
27	8+580.00	Circular	0.292	17.1	0.02	0.013	1	0.1983	0.3022	0.3022	0.1983	0.6563	0.0038	6.00	2.6451	D a I
28	8+738.64	Circular	0.114	12	0.01	0.013	1	0.1488	0.1869	0.1869	0.1488	0.7962	0.0039	6.00	1.5655	D a I
29	9+065.51	Circular	2.415	20.23	0.01	0.013	1.2	0.6834	0.8567	0.7139	0.5695	0.7978	0.0052	6.00	3.6296	D a I
30	9+330.00	Circular	1.452	18.13	0.05	0.013	1	0.3555	0.6951	0.6951	0.3555	0.5114	0.6902	6.00	5.8034	D a I

Fuente: Elaboración propia

4.1.5. Diseño de alcantarillas por el método de Talbot

4.1.5.1. Diseño hidráulico de la alcantarilla sección circular N°1

Datos:

Área para drenar (H_a) = 19.823

Pendiente (S) = 0.03 m/m

Manning (n) = 0.013

Es un método empírico muy utilizado para estimar el área de descarga en estructuras de drenaje. Para hacer una estimación preliminar del tamaño de las estructuras de drenaje menor se usa la fórmula de Talbot.

Proceso de cálculo del área hidráulica usando el método de talbot:

1er Paso:

Definir el área de la cuenca delimitando la partición de aguas que llegan a la cuenca hidrográfica, este valor ya lo tenemos de la cuenca y de la subcuenca, el valor está en hectáreas.

$$H_a = 19.823 \text{ ha}$$

2do Paso:

Determinar el Coeficiente “C” de acuerdo con la clasificación de colores y simbología de vegetación del mapa.

Los valores del coeficiente C dependen de las características del lugar, algunos valores de C son los siguientes:

C = 1.0 Terrenos montañosos con suelos de roca y con pendientes pronunciadas.

C = 0.70 Terrenos quebrados con pendientes moderadas.

C = 0.60 Terrenos poco quebrados con pendientes moderadas.

C = 0.50 para valles irregulares, muy anchos en comparación con el largo.

C = 0.4 Terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo de la cuenca es 3 ó 4 veces el ancho.

C = 0.20 Terrenos llanos, sensiblemente horizontales no afectados por inundaciones fuertes.

En el lugar del proyecto tenemos un terreno poco quebrado y con pendientes moderadas, además de ser un área de cultivo en ciertas zonas de la cuenca, con pastizales y zonas rocosas como también con limo y arcilla.

El valor usado C sería:

$C = 0.60$ Terrenos poco quebrados con pendientes moderadas.

3er Paso:

Calcular el área hidráulica. Ésta se obtiene al aplicarse la fórmula de Talbot

$$A_{\text{talbolt}} = 0.183 * C * H_a^{0.75}$$

$$A_{\text{talbolt}} = 0.183 * 0.6 * 19.823 \text{ ha}^{0.75}$$

$$A_{\text{talbolt}} = 1.032 \text{ m}^2$$

4to Paso:

Sabiendo la geometría de la tubería que sería una circular y sabiendo la formula del área de un conducto circular

$$A = \frac{\pi}{4} D^2$$

Procedemos a igualar $A_{\text{talbolt}} = A$

$$1.032 \text{ m}^2 = \frac{\pi}{4} D^2$$

De la expresión despejamos D que es el valor del diámetro que necesitamos para nuestro diseño lo cual queda de la siguiente manera:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} * 1.032 \text{ m}^2}$$

$$D = 1.146 \text{ m}$$

Como el valor de $D=1.146 \text{ m}$ no es un diámetro comercial asumimos un diámetro $D=1.2 \text{ m}$

5to Paso:

Procedemos con el cálculo del radio hidráulico, área de la tubería. velocidad y caudal

$$R_h = \frac{D}{4}$$

$$R_h = \frac{1.146 \text{ m}}{4}$$

$$R_h = 0.287 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{1}{0.013} * (0.287 \text{ m})^{\frac{2}{3}} * (0.03)^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 4.727 \text{ m/s}$$

$$A = \frac{\pi}{4} * 1.146 \text{ m}^2$$

$$A = 1.031 \text{ m}^2$$

$$Q = V * A$$

$$Q = 4.727 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 1.031 \text{ m}^2$$

$$Q = 4.876 \text{ m}^3/\text{s}$$

La velocidad admisible es de 6 m/s y nuestra velocidad tiene un valor de 4.727 m/s que es un valor muy al límite que tal vez a la salida tendría que tener un reductor o una estructura para disipar la energía, pero cumple con la condición de diseño.

4.1.5.2. Diseño hidráulico de la alcantarilla sección cajón N°18

Datos:

Área para drenar (H_a) = 80.983

Pendiente (S) = 0.03 m/m

Manning (n) = 0.010

Es un método empírico muy utilizado para estimar el área de descarga en estructuras de drenaje. Para hacer una estimación preliminar del tamaño de las estructuras de drenaje menor se usa la fórmula de Talbot.

Proceso de cálculo del área hidráulica usando el método de talbolt:

1er Paso:

Definir el área de la cuenca delimitando la partición de aguas que llegan a la cuenca hidrográfica, este valor ya lo tenemos de la cuenca y de la subcuenca, el valor está en hectáreas.

$$H_a = 80.983 \text{ ha}$$

2do Paso:

Determinar el Coeficiente “C” de acuerdo con la clasificación de colores y simbología de vegetación del mapa.

Los valores del coeficiente C dependen de las características del lugar, algunos valores de C son los siguientes:

C = 1.0 Terrenos montañosos con suelos de roca y con pendientes pronunciadas.

C = 0.70 Terrenos quebrados con pendientes moderadas.

C = 0.60 Terrenos poco quebrados con pendientes moderadas.

C = 0.50 para valles irregulares, muy anchos en comparación con el largo.

C = 0.4 Terrenos agrícolas ondulados, en los que el largo de la cuenca es 3 ó 4 veces el ancho.

C = 0.20 Terrenos llanos, sensiblemente horizontales no afectados por inundaciones fuertes.

En el lugar del proyecto tenemos un terreno poco quebrado y con pendientes moderadas, además de ser un área de cultivo en ciertas zonas de la cuenca, con pastizales y zonas rocosas como también con limo y arcilla.

El valor usado C sería:

C = 0.60 Terrenos poco quebrados con pendientes moderadas.

3er Paso:

Calcular el área hidráulica. Ésta se obtiene al aplicarse la fórmula de Talbot

$$A_{\text{talbolt}} = 0.183 * C * H_a^{0.75}$$

$$A_{\text{talbolt}} = 0.183 * 0.6 * 80.983 \text{ ha}^{0.75}$$

$$A_{\text{talbolt}} = 2.964 \text{ m}^2$$

4to Paso:

Sabiendo la geometría de la tubería que sería una circular y sabiendo la formula del área de un conducto circular

$$A = \frac{\pi}{4} D^2$$

Procedemos a igualar $A_{\text{talbolt}} = A$

$$2.964 \text{ m}^2 = \frac{\pi}{4} D^2$$

De la expresión despejamos D que es el valor del diámetro que necesitamos para nuestro diseño lo cual queda de la siguiente manera:

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} * 2.964 \text{ m}^2}$$

$$D = 1.943 \text{ m}$$

Como el valor de $D=1.943 \text{ m}$ no es un diámetro comercial asumimos una sección típica en cajón por la facilidad de su construcción

5to Paso:

Hacemos el cambio de sección de un circular a un cajón con las siguientes dimensiones
Si nuestro $D= 2\text{m}$ entonces reducimos un 0.5

$$D = 1.943 \text{ m} - 0.5$$

$$D = 1.443 \text{ m}$$

$$D = h$$

$$h = 1.44 \text{ m}$$

para el cálculo de nuestra base hacemos lo siguiente:

$$b = (h * D) / (2(h) * D)$$

$$b = (1.443 \text{ m} * 1.943 \text{ m}) / (2(1.443 \text{ m}) * 1.943 \text{ m})$$

$$b = 3.17 \text{ m}$$

con el valor de b y h procedemos al cálculo del radio hidráulico

$$R_h = \frac{b * h}{2(b) + 2 * h}$$

$$R_h = \frac{3.17 \text{ m} * 1.44 \text{ m}}{2(3.17 \text{ m}) + 2 * 1.44 \text{ m}}$$

$$R_h = 0.486 \text{ m}$$

6to Paso:

Procedemos con el cálculo del área del cajón. velocidad y caudal

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{1}{0.03} * (0.486 \text{ m})^{\frac{2}{3}} * (0.010)^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 2.059 \text{ m/s}$$

$$A = b * h$$

$$A = 3.17 \text{ m} * 1.44 \text{ m} \text{ m}^2$$

$$A = 2.964 \text{ m}^2$$

$$Q = V * A$$

$$Q = 2.059 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 2.964 \text{ m}^2$$

$$Q = 6.105 \text{ m}^3/\text{s}$$

La velocidad admisible es de 6 m/s y nuestra velocidad tiene un valor de 2.059 m/s que cumple con la condición de diseño.

Tabla 4.3. Diseño hidráulico de alcantarilla para método de Talbot

Nº	prog	Curso	Material de alcantarilla	Tipo de alcantarilla	Numero de alcantarillas	Area a drenar	c	A _{Talbot} (m ²)	Diametro de calculo	h (m)	b (m)	n	S (m/m)	R _H (m)	Velocidad (m/s)	A _{tubería} (m ²)	Caudal (m ³ /s)
	km+m	Principal				(h _a)			(m)								
1	0+072.16	Q1	THC	Circular	1	19.823	0.6	1.032	1.146			0.013	0.020	0.287	4.7278	1.0315	4.8768
2	0+212.37	Q2	THC	Circular	1	0.971	0.6	0.107	0.370			0.013	0.010	0.092	1.5726	0.1074	0.1689
3	0+421.85	Q3	THC	Circular	1	3.678	0.6	0.292	0.609			0.013	0.010	0.152	2.1941	0.2916	0.6398
4	0+720.57	Q4	THC	Circular	1	1.222	0.6	0.128	0.403			0.013	0.010	0.101	1.6659	0.1276	0.2126
5	0+988.09	Q5	THC	Circular	1	3.023	0.6	0.252	0.566			0.013	0.040	0.142	4.1781	0.2517	1.0516
6	1+208.66	Q6	THC	Circular	1	5.124	0.6	0.374	0.690			0.013	0.030	0.173	4.1288	0.3740	1.5441
7	1+514.33	Q7	THC	Circular	1	3.587	0.6	0.286	0.604			0.013	0.030	0.151	3.7766	0.2862	1.0808
8	1+777.88	Q8	THC	Circular	1	0.716	0.6	0.085	0.330			0.013	0.010	0.082	1.4575	0.0855	0.1246
9	2+252.369	Q9	THC	Circular	1	0.720	0.6	0.086	0.331			0.013	0.020	0.083	2.0640	0.0858	0.1771
10	2+371.96	Q10	THC	Circular	1	2.355	0.6	0.209	0.516			0.013	0.020	0.129	2.7758	0.2088	0.5795
11	2+733.82	Q11	THC	Circular	1	2.314	0.6	0.206	0.512			0.013	0.020	0.128	2.7634	0.2060	0.5692
12	2+963.38	Q12	THC	Circular	1	2.905	0.6	0.244	0.558			0.013	0.020	0.139	2.9251	0.2443	0.7146
13	3+397.28	Q13	THC	Circular	1	1.040	0.6	0.113	0.379			0.013	0.050	0.095	3.5779	0.1131	0.4046
14	3+559.91	Q14	THC	Circular	1	1.200	0.6	0.126	0.400			0.013	0.040	0.100	3.3164	0.1259	0.4175
15	3+744.22	Q15	THC	Circular	1	1.594	0.6	0.156	0.445			0.013	0.040	0.111	3.5606	0.1558	0.5547
16	4+096.35	Q16	THC	Circular	1	0.893	0.6	0.101	0.358			0.013	0.010	0.090	1.5403	0.1009	0.1554
17	4+330.69	Q17	THC	Circular	1	0.504	0.6	0.066	0.289			0.013	0.060	0.072	3.2701	0.0657	0.2148
18	4+496.22	Q18	THC	Cajon	1	80.983	0.6	2.964	1.943	1.44	3.17	0.03	0.010	0.486	2.0596	2.9641	6.1048
19	4+868.46	Q19	THC	Circular	1	3.290	0.6	0.268	0.584			0.013	0.030	0.146	3.6960	0.2683	0.9914
20	5+223.78	Q20	THC	Circular	1	1.650	0.6	0.160	0.451			0.013	0.040	0.113	3.5915	0.1599	0.5742
21	5+456.86	Q21	THC	Circular	1	3.708	0.6	0.293	0.611			0.013	0.020	0.153	3.1092	0.2934	0.9121
22	5+929.41	Q22	THC	Circular	1	5.317	0.6	0.384	0.700			0.013	0.010	0.175	2.4059	0.3845	0.9250
23	6+231.62	Q23	THC	Circular	1	0.971	0.6	0.107	0.370			0.013	0.020	0.092	2.2243	0.1074	0.2389
24	6+876.30	Q24	THC	Circular	1	1.292	0.6	0.133	0.412			0.013	0.030	0.103	2.9255	0.1330	0.3892
25	7+280.00	Q25	THC	Circular	1	5.935	0.6	0.417	0.729			0.013	0.020	0.182	3.4972	0.4175	1.4600
26	8+300.09	Q26	THC	Circular	1	1.241	0.6	0.129	0.405			0.013	0.040	0.101	3.3446	0.1291	0.4318
27	8+580.00	Q27	THC	Circular	1	1.127	0.6	0.120	0.391			0.013	0.020	0.098	2.3086	0.1201	0.2773
28	8+738.64	Q28	THC	Circular	1	0.441	0.6	0.059	0.275			0.013	0.010	0.069	1.2909	0.0594	0.0767
29	9+065.51	Q29	THC	Circular	1	5.599	0.6	0.400	0.713			0.013	0.050	0.178	5.4497	0.3997	2.1781
30	9+330.00	Q30	THC	Circular	1	1.021	0.6	0.111	0.377			0.013	0.010	0.094	1.5924	0.1115	0.1775

Fuente: Elaboración propia

4.1.5.3 Determinación del diámetro a usar en las alcantarillas de alivio y de cruce

En este procedimiento se seleccionará el diámetro comercial adecuado para el diseño de las alcantarillas en el tramo carretero puente Jarcas-Piedra larga Tarija Bolivia.

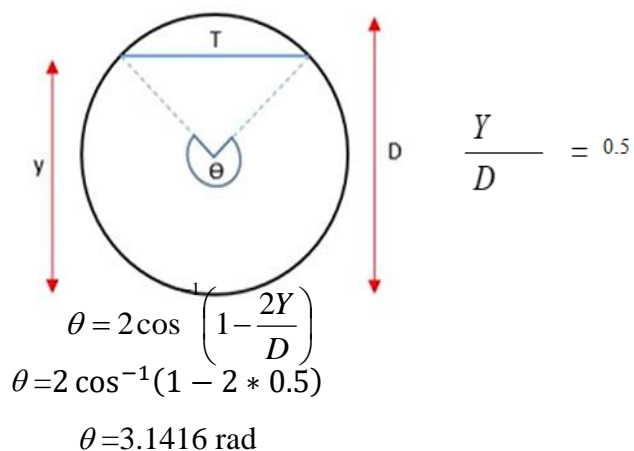
Partiendo de los datos conocidos como el caudal, rugosidad del material y la pendiente de la alcantarilla se procede al cálculo del diámetro partiendo de la relación de tirante/diámetro con una relación del 50%, se procede al cálculo del ángulo interno de la tubería en radianes,

Datos para la Alcantarilla N°2:

$$Q = 0.2517 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.013 \text{ adm}$$

$$S = 0.01 \text{ m/m}$$



Ya teniendo el ángulo interno procedemos al cálculo del diámetro con la siguiente formula:

$$D = \frac{2^{13/8} \theta^{1/4}}{(\theta - \sin \theta)^{5/8}} * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{S}} \right)^{3/8}$$

$$D = \frac{2^{13/8} \theta^{1/4}}{(\theta - \sin \theta)^{5/8}} \rightarrow D = \frac{2^{13/8} * 3.1416^{1/4} \text{ rad}}{(3.1416 * \sin 3.1416 \text{ rad})^{5/8}}$$

$$D = 2.0079$$

$$D = \frac{2^{13/8} \theta^{1/4}}{(\theta - \sin \theta)^{5/8}} * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{S}} \right)^{3/8}$$

$$D = 2.0079 * \left(\frac{0.2517 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 0.013}{\sqrt{0.01} \text{ m/m}} \right)^{3/8}$$

$$D=0.5569 \text{ m}$$

El valor de $D=0.5569 \text{ m}$ lo llevaremos al valor de un diámetro adecuado y comercial de 1 m

Tabla 4.4. Tabla comparativa de diámetros entre campo y calculados

Datos obtenidos en campo					Tabla Comparativa en funcion del diametro						Datos obtenidos en calculo metodo de Talbot				
Nº	Prog	NºALC	Tipo de alcantarilla	Diametro comercial	Nº	Prog	NºALC	Tipo de alcantarilla	Diametro de calculo	Diametro comercial	Nº	Prog	NºALC	Tipo de alcantarilla	Diametro de calculo
	inicial			(m)		(m)			(m)	(m)		inicial			(m)
1	0+072.16	2	Circular	1.2	1	0+072.16	1	Cajon	2m x 2m	2m x 2m	1	0+072.16	1	Circular	1.146
2	0+212.37	1	Circular	1	2	0+212.37	1	Circular	0.557	1	2	0+212.37	1	Circular	0.370
3	0+421.85	1	Circular	1.2	3	0+421.85	1	Circular	0.918	1	3	0+421.85	1	Circular	0.609
4	0+720.57	1	Circular	1	4	0+720.57	1	Circular	0.607	1	4	0+720.57	1	Circular	0.403
5	0+988.09	1	Circular	1	5	0+988.09	1	Circular	0.658	1	5	0+988.09	1	Circular	0.566
6	1+208.66	1	Circular	1.2	6	1+208.66	1	Circular	0.846	1	6	1+208.66	1	Circular	0.690
7	1+514.33	1	Circular	1	7	1+514.33	1	Circular	0.740	1	7	1+514.33	1	Circular	0.604
8	1+777.88	1	Circular	1	8	1+777.88	1	Circular	0.497	1	8	1+777.88	1	Circular	0.330
9	2+252.369	1	Circular	1	9	2+252.369	1	Circular	0.438	1	9	2+252.369	1	Circular	0.331
10	2+371.96	1	Circular	1	10	2+371.96	1	Circular	0.682	1	10	2+371.96	1	Circular	0.516
11	2+733.82	1	Circular	1	11	2+733.82	1	Circular	0.677	1	11	2+733.82	1	Circular	0.512
12	2+963.38	1	Circular	1	12	2+963.38	1	Circular	0.738	1	12	2+963.38	1	Circular	0.558
13	3+397.28	1	Circular	1	13	3+397.28	1	Circular	0.423	1	13	3+397.28	1	Circular	0.379
14	3+559.91	1	Circular	1	14	3+559.91	1	Circular	0.465	1	14	3+559.91	1	Circular	0.400
15	3+744.22	1	Circular	1	15	3+744.22	1	Circular	0.518	1	15	3+744.22	1	Circular	0.445
16	4+096.35	1	Circular	1	16	4+096.35	1	Circular	0.540	1	16	4+096.35	1	Circular	0.358
17	4+330.69	1	Circular	1	17	4+330.69	1	Circular	0.312	1	17	4+330.69	1	Circular	0.289
18	4+496.22	1	Boveda	3m x 3.30m	18	4+496.22	1	Boveda	3m x 3.30m	3m x 3.30m	18	4+496.22	1	Cajon	1.943
19	4+868.46	1	Circular	0.9	19	4+868.46	1	Circular	0.659	1	19	4+868.46	1	Circular	0.584
20	5+223.78	1	Circular	1	20	5+223.78	1	Circular	0.489	1	20	5+223.78	1	Circular	0.451
21	5+456.86	1	Circular	1	21	5+456.86	1	Circular	0.754	1	21	5+456.86	1	Circular	0.611
22	5+929.41	1	Circular	0.9	22	5+929.41	1	Circular	0.983	1	22	5+929.41	1	Circular	0.700
23	6+231.62	1	Circular	1	23	6+231.62	1	Circular	0.456	1	23	6+231.62	1	Circular	0.370
24	6+876.30	1	Circular	1	24	6+876.30	1	Circular	0.505	1	24	6+876.30	1	Circular	0.412
25	7+280.00	1	Circular	1	25	7+280.00	1	Circular	0.505	1	25	7+280.00	1	Circular	0.729
26	8+300.09	1	Circular	1	26	8+300.09	1	Circular	0.471	1	26	8+300.09	1	Circular	0.405
27	8+580.00	1	Circular	1	27	8+580.00	1	Circular	0.517	1	27	8+580.00	1	Circular	0.391
28	8+738.64	1	Circular	1	28	8+738.64	1	Circular	0.414	1	28	8+738.64	1	Circular	0.275
29	9+065.51	1	Circular	1	29	9+065.51	1	Circular	1.164	1.2	29	9+065.51	1	Circular	0.713
30	9+330.00	1	Circular	1	30	9+330.00	1	Circular	0.711	1	30	9+330.00	1	Circular	0.377

Fuente: Elaboración propia

4.1.5.3.1. Análisis Comparativo de Diámetros de Alcantarillas: Campo vs Cálculo

En la tabla comparativa presentada, se muestran los resultados obtenidos en el campo respecto al número, tipo y diámetros de alcantarillas que se encuentran emplazadas en una determinada vía, en comparación con los resultados derivados del estudio técnico y de cálculo. A continuación, se realiza un análisis detallado de las variaciones observadas entre ambos conjuntos de datos.

4.1.5.3.2. Descripción del Cuadro Comparativo

El cuadro se divide en dos grandes secciones:

- **Datos obtenidos en campo:** En esta sección se presentan las alcantarillas existentes, con sus respectivos números de identificación (N° ALC), el tipo de alcantarilla (definido por su estructura y características), y el diámetro real medido en metros.
- **Datos obtenidos en cálculo:** Aquí se muestran los resultados derivados de los cálculos hidráulicos, donde se sugiere el número de alcantarillas necesarias, su tipo y el diámetro recomendado para un funcionamiento óptimo del sistema de drenaje.

Cada sección está organizada por la progresiva inicial (Prog. Inicial), que indica la ubicación de cada alcantarilla a lo largo del tramo de estudio, y el diámetro correspondiente a cada una, expresado en metros.

4.1.5.3.3. Análisis de las Variaciones

Al comparar ambas columnas de diámetros y números de alcantarillas, se pueden observar diferencias notables entre los datos obtenidos en campo y los obtenidos mediante cálculo. Estas diferencias son resultado de varios factores:

- **Diferencias en el diseño original y los cálculos actuales:** En varios tramos de la vía, los cálculos realizados han sugerido modificaciones en los diámetros de las alcantarillas respecto a los diámetros existentes.

Por ejemplo, en la progresiva 4+096.35 no se presenta ningún diámetro de alcantarilla en los datos de campo, mientras que el cálculo sugiere la instalación de una alcantarilla de 1 metro de diámetro. Esto sugiere que, en base a los datos actuales de caudal y precipitación, la infraestructura existente podría ser insuficiente, o no se había instalado previamente.

- **Recomendaciones de nuevos diámetros:**

En algunos tramos, como en la progresiva 8+738.64, se recomienda una nueva alcantarilla con un diámetro de 1 metro, donde en campo no se reporta ninguna. Esto indica que, tras los estudios técnicos, se ha determinado la necesidad de nuevas alcantarillas para mejorar la capacidad de drenaje en zonas que actualmente no tienen infraestructura suficiente.

- **Concordancia de datos en ciertos tramos:**

En otros tramos, como en la progresiva 1+514.33, no se observan diferencias entre el diámetro obtenido en campo y el calculado. Esto refleja que, en estos puntos, las alcantarillas existentes cumplen con los requisitos hidráulicos calculados, por lo que no es necesario realizar modificaciones.

4.1.5.3.4. Justificación de las Diferencias

Las variaciones en los diámetros y en la cantidad de alcantarillas pueden explicarse por diversas razones técnicas:

- **Actualización de los datos hidrológicos:**

Los cálculos se basan en información hidrológica más reciente, como el aumento de las precipitaciones o cambios en el caudal, que pueden no haber sido considerados en el diseño original.

- **Incremento de la capacidad de drenaje:**

En algunos tramos, las condiciones actuales requieren un mayor diámetro de alcantarilla para evitar la acumulación de agua y posibles inundaciones. Esto se refleja en la recomendación de diámetros más grandes en los cálculos actuales en relación con las estructuras existentes.

- **Subestimación inicial de la infraestructura:**

En algunos casos, como en las progresivas 4+096.35 y 8+738.64, los cálculos indican la necesidad de instalar alcantarillas donde no existen en campo. Esto podría deberse a que en el diseño original no se consideraron adecuadamente las necesidades de drenaje en estos tramos específicos, o que las condiciones actuales han cambiado significativamente desde su instalación.

4.2. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

En el presente análisis de confiabilidad, se evaluaron los datos obtenidos para el caudal de diseño utilizando tanto el método racional modificado como el método de Talbot. Los parámetros el caudal para periodos de retorno de 25 y 50 años, el tirante normal (Y_n), la velocidad de ambos métodos. Estos parámetros son fundamentales para evaluar la capacidad de respuesta y el desempeño de las infraestructuras hidráulicas bajo distintas condiciones hidrológicas. Se realizó un análisis exhaustivo para verificar la consistencia y la fiabilidad de los datos, lo cual es crítico para garantizar que las alcantarillas tengan la capacidad suficiente para evacuar las aguas pluviales de manera efectiva.

El análisis de consistencia comenzó con la evaluación de la normalidad de los datos obtenidos para los caudales de 25 y 50 años. La prueba de normalidad es esencial, ya que muchas pruebas estadísticas asumen que los datos se distribuyen normalmente. Para este propósito, se aplicaron pruebas paramétricas y no paramétricas, incluyendo la prueba de Shapiro-Wilk para evaluar si los datos siguen una distribución normal. En el caso de que los datos no se ajusten a esta distribución, se utilizaron pruebas no paramétricas, como la prueba de rangos con signo de Wilcoxon, que es adecuada para muestras que no requieren la suposición de normalidad. Esto garantiza una evaluación robusta y precisa de la confiabilidad de los datos.

Además, se realizaron pruebas de significancia, utilizando un nivel de confianza del 95% ($\alpha = 0.05$), para determinar si las diferencias entre los caudales esperados y los caudales calculados con los métodos racional y Talbot son significativas. Los resultados obtenidos mostraron que no existen diferencias significativas entre los

caudales observados y los esperados, lo que indica que los datos son consistentes. En particular, los valores de significancia obtenidos en las pruebas estadísticas no revelaron diferencias significativas que pudieran poner en duda la fiabilidad de los caudales calculados para los periodos de retorno de 25 y 50 años.

Tabla 4.5. Tabla de Frecuencia para 25 años

QT (m³/s)25a

	Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válido ,10	1	3,3	3,3	3,3
,11	1	3,3	3,3	6,7
,15	1	3,3	3,3	10,0
,16	1	3,3	3,3	13,3
,19	1	3,3	3,3	16,7
,21	1	3,3	3,3	20,0
,21	1	3,3	3,3	23,3
,22	1	3,3	3,3	26,7
,24	1	3,3	3,3	30,0
,26	1	3,3	3,3	33,3
,26	1	3,3	3,3	36,7
,27	1	3,3	3,3	40,0
,28	1	3,3	3,3	43,3
,34	1	3,3	3,3	46,7
,36	1	3,3	3,3	50,0
,50	1	3,3	3,3	53,3
,51	1	3,3	3,3	56,7
,57	1	3,3	3,3	60,0
,63	1	3,3	3,3	63,3
,65	1	3,3	3,3	66,7
,77	1	3,3	3,3	70,0
,79	1	3,3	3,3	73,3
,80	1	3,3	3,3	76,7
,89	1	3,3	3,3	80,0
1,10	1	3,3	3,3	83,3
1,15	1	3,3	3,3	86,7
1,21	1	3,3	3,3	90,0
2,01	1	3,3	3,3	93,3
2,83	1	3,3	3,3	96,7
9,43	1	3,3	3,3	100,0
Total	30	100,0	100,0	

Fuente: Elaboración propia elaborado por SPSS

Tabla 4.6. Tabla de Frecuencia para 50 años

QT (m³/s)50a

	Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válido ,11	1	3,3	3,3	3,3
,13	1	3,3	3,3	6,7
,19	1	3,3	3,3	10,0
,19	1	3,3	3,3	13,3
,23	1	3,3	3,3	16,7
,25	2	6,7	6,7	23,3
,27	1	3,3	3,3	26,7
,29	1	3,3	3,3	30,0
,31	1	3,3	3,3	33,3
,32	1	3,3	3,3	36,7
,32	1	3,3	3,3	40,0
,34	1	3,3	3,3	43,3
,41	1	3,3	3,3	46,7
,43	1	3,3	3,3	50,0
,60	1	3,3	3,3	53,3
,61	1	3,3	3,3	56,7
,68	1	3,3	3,3	60,0
,75	1	3,3	3,3	63,3
,78	1	3,3	3,3	66,7
,93	1	3,3	3,3	70,0
,95	1	3,3	3,3	73,3
,96	1	3,3	3,3	76,7
1,08	1	3,3	3,3	80,0
1,33	1	3,3	3,3	83,3
1,38	1	3,3	3,3	86,7
1,45	1	3,3	3,3	90,0
2,42	1	3,3	3,3	93,3
3,37	1	3,3	3,3	96,7
11,35	1	3,3	3,3	100,0
Total	30	100,0	100,0	

Fuente: Elaboración propia elaborado por SPSS

Tabla 4.7. Tabla de Frecuencia para Talbot

Caudal

	Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válido ,08	1	3,3	3,3	3,3
,12	1	3,3	3,3	6,7
,16	1	3,3	3,3	10,0
,17	1	3,3	3,3	13,3
,18	2	6,7	6,7	20,0
,21	2	6,7	6,7	26,7
,24	1	3,3	3,3	30,0
,28	1	3,3	3,3	33,3
,39	1	3,3	3,3	36,7
,40	1	3,3	3,3	40,0
,42	1	3,3	3,3	43,3
,43	1	3,3	3,3	46,7
,55	1	3,3	3,3	50,0
,57	2	6,7	6,7	56,7
,58	1	3,3	3,3	60,0
,64	1	3,3	3,3	63,3
,71	1	3,3	3,3	66,7
,91	1	3,3	3,3	70,0
,93	1	3,3	3,3	73,3
,99	1	3,3	3,3	76,7
1,05	1	3,3	3,3	80,0
1,08	1	3,3	3,3	83,3
1,46	1	3,3	3,3	86,7
1,54	1	3,3	3,3	90,0
2,18	1	3,3	3,3	93,3
4,88	1	3,3	3,3	96,7
6,10	1	3,3	3,3	100,0
Total	30	100,0	100,0	

Fuente: Elaboración propia elaborado por SPSS

Tabla 4.8. Tabla de Frecuencia para Velocidad

Velocidad

		Frecuencia	Porcentaje	Porcentaje válido	Porcentaje acumulado
Válido	1,29	1	3,3	3,3	3,3
	1,46	1	3,3	3,3	6,7
	1,54	1	3,3	3,3	10,0
	1,57	1	3,3	3,3	13,3
	1,59	1	3,3	3,3	16,7
	1,67	1	3,3	3,3	20,0
	2,06	1	3,3	3,3	23,3
	2,06	1	3,3	3,3	26,7
	2,19	1	3,3	3,3	30,0
	2,22	1	3,3	3,3	33,3
	2,31	1	3,3	3,3	36,7
	2,41	1	3,3	3,3	40,0
	2,76	1	3,3	3,3	43,3
	2,78	1	3,3	3,3	46,7
	2,93	2	6,7	6,7	53,3
	3,11	1	3,3	3,3	56,7
	3,27	1	3,3	3,3	60,0
	3,32	1	3,3	3,3	63,3
	3,35	1	3,3	3,3	66,7
	3,50	1	3,3	3,3	70,0
	3,56	1	3,3	3,3	73,3
	3,58	1	3,3	3,3	76,7
	3,59	1	3,3	3,3	80,0
	3,70	1	3,3	3,3	83,3
	3,78	1	3,3	3,3	86,7
	4,13	1	3,3	3,3	90,0
	4,18	1	3,3	3,3	93,3
	4,73	1	3,3	3,3	96,7
	5,45	1	3,3	3,3	100,0
	Total	30	100,0	100,0	

Fuente: Elaboración propia elaborado por SPSS

4.2.1. Análisis de confiabilidad de Caudales del Método Racional

Para el estudio de los caudales calculados, se procedió a un análisis detallado utilizando varias pruebas estadísticas con el objetivo de evaluar la confiabilidad de los datos. Este análisis es crucial para determinar la idoneidad de los datos en la ingeniería, específicamente para su uso en cálculos relacionados con proyectos hidráulicos. A continuación, se describen los pasos realizados y los resultados obtenidos, seguidos de una interpretación académica del proceso.

Se realizó el cálculo de los parámetros de estadística descriptiva.

Tabla 4.9. Estadística Descriptiva de caudales para 25 años

QT (m ³ /s)25a		
N	Válido	30
	Perdidos	0
	Media	,9062
	Error estándar de la media	,31333
	Mediana	,4271
	Moda	,10 ^a
	Desv. Desviación	1,71620
	Varianza	2,945
	Asimetría	4,549
	Error estándar de asimetría	,427
	Curtosis	22,553
	Error estándar de curtosis	,833
	Rango	9,33
	Mínimo	,10
	Máximo	9,43
	Suma	27,19

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS

Tabla 4.10. Estadística Descriptiva de caudales para 50 años

QT (m³/s)50a

N	Válido	30
	Perdidos	0
Media		1,0895
Error estándar de la media		,37687
Mediana		,5140
Moda		,25
Desv. Desviación		2,06420
Varianza		4,261
Asimetría		4,558
Error estándar de asimetría		,427
Curtosis		22,635
Error estándar de curtosis		,833
Rango		11,24
Mínimo		,11
Máximo		11,35
Suma		32,69

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS

Tabla 4.11. Estadística Descriptiva de caudales Talbot

Caudal

N	Válido	30
	Perdidos	0
Media		,9403
Error estándar de la media		,24433
Mediana		,5600
Moda		,18 ^a
Desv. Desviación		1,33823
Varianza		1,791
Asimetría		3,014
Error estándar de asimetría		,427
Curtosis		9,307
Error estándar de curtosis		,833
Rango		6,02
Mínimo		,08
Máximo		6,10
Suma		28,21

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS

Tabla 4.12. Estadística Descriptiva de Velocidades

Velocidad		
N	Válido	30
	Perdidos	0
Media		2,8997
Error estándar de la media		,18931
Mediana		2,9250
Moda		2,93
Desv. Desviación		1,03687
Varianza		1,075
Asimetría		,361
Error estándar de asimetría		,427
Curtosis		-,229
Error estándar de curtosis		,833
Rango		4,16
Mínimo		1,29
Máximo		5,45
Suma		86,99

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS

En términos generales, los datos muestran una gran dispersión, con un sesgo positivo significativo, lo que indica que una gran parte de los caudales está concentrada en valores bajos, pero existen algunos valores extremos altos que afectan la media. La curtosis elevada sugiere que los datos tienen picos agudos y colas largas, lo que implica una distribución no normal.

4.2.1.1. Prueba de Normalidad

Con el fin de confirmar si los datos de caudales presentaban una naturaleza no paramétrica, se aplicó la prueba de Shapiro-Wilk, una herramienta estadística utilizada para evaluar si un conjunto de datos sigue una distribución normal. Esta prueba es especialmente útil en muestras pequeñas o medianas, y su resultado determinó que los datos no seguían dicha distribución, confirmando su carácter no paramétrico.

Tabla 4.13. Prueba de Shapiro-Wilk

	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
QT (m ³ /s)25a	,331	30	,000	,430	30	,000
QT (m ³ /s)50a	,330	30	,000	,429	30	,000
Caudal	,292	30	,000	,586	30	,000
Velocidadt	,083	30	,200*	,964	30	,398
Yn	,219	30	,001	,648	30	,000
Velocidadr	,092	30	,200*	,968	30	,494

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS

Los valores de significancia (Sig.) son 0.000 para ambos conjuntos de datos en ambas pruebas, esto indica que el valor es menor que el nivel típico de significancia de 0.05, lo que indica que los datos no siguen una distribución normal. Este resultado es coherente con las observaciones descriptivas anteriores y nos lleva a la conclusión de que se deben utilizar pruebas no paramétricas para el análisis de la confiabilidad.

4.2.1.2. Prueba de Wilcoxon Signed-Rank para una Muestra

Dado que los datos obtenidos no presentan una distribución normal, se optó por aplicar la prueba de Wilcoxon Signed-Rank para una muestra. Esta prueba es una de las más utilizadas en el análisis de datos no paramétricos, cuando no se cumplen las suposiciones de normalidad que exigen las pruebas paramétricas tradicionales, como la prueba t de Student. En este caso particular, la prueba de Wilcoxon es adecuada porque permite comparar la mediana de una muestra con un valor de referencia, evaluando si existen diferencias significativas entre ambas.

En el contexto del análisis de los caudales, la mediana de la muestra se comparó con la mediana poblacional. El objetivo de esta prueba es determinar si la mediana de los caudales difiere significativamente de la mediana poblacional establecida, lo que

permitiría validar o rechazar la consistencia de los datos en términos estadísticos. En otras palabras, la prueba permite evaluar si los caudales registrados tienen un comportamiento consistente y si su mediana es significativamente distinta a la de una población que podría no mostrar variación alguna.

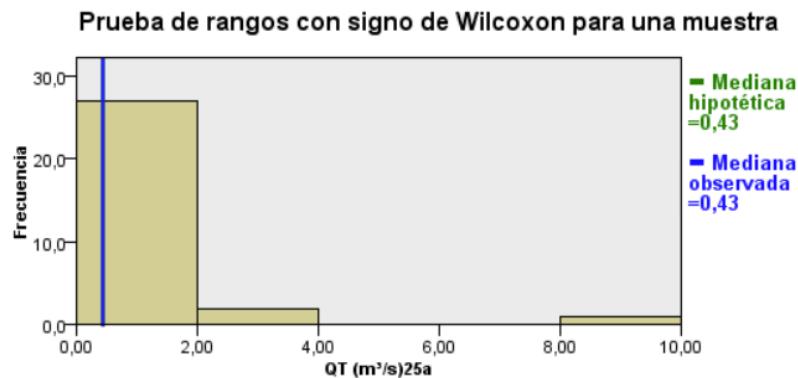
4.2.1.2.1. Prueba de Shapiro-Wilk para 25 años

Para el análisis tenemos el siguiente análisis mediante el programa SPSS:

Tabla 4.14. Prueba de Shapiro-Wilk para 25 años

Resumen de prueba de hipótesis				
	Hipótesis nula	Prueba	Sig.	Decisión
1	La mediana de QT (m ³ /s)25a es igual a 0,43.	Prueba de rangos con signo de Wilcoxon para una muestra	,237	Retener la hipótesis nula.

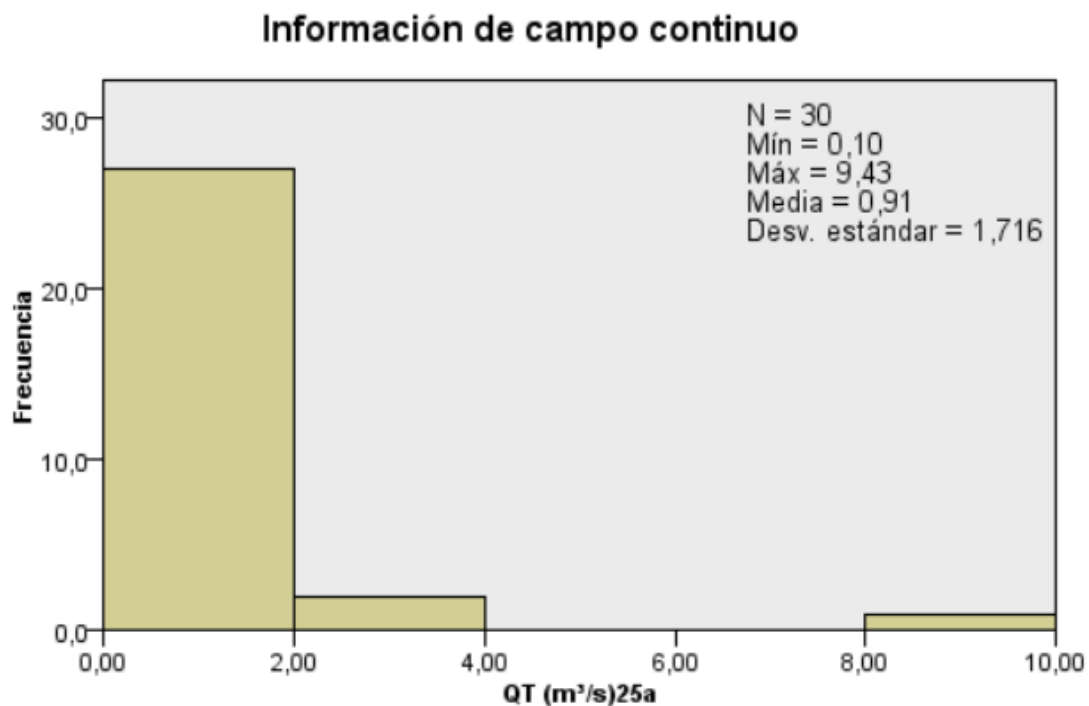
Se muestran significaciones asintóticas. El nivel de significación es de ,05.



N total	30
Estadístico de contraste	290,000
Error estándar	48,618
Estadístico de contraste estandarizado	1,183
Sig. asintótica (prueba bilateral)	,237

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS

Tabla 4.15. Prueba de Shapiro-Wilk (Información de Campo Continuo)



Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS

Los resultados obtenidos a partir de la prueba de rangos con signo de Wilcoxon indican que los caudales para un periodo de retorno de 25 años son confiables. El valor de significancia asintótica ($p = 0.237$) es mayor al nivel de significación de 0.05, lo que sugiere que no existe una diferencia significativa entre la mediana observada y la mediana hipotética de $0.43 \text{ m}^3/\text{s}$. Este resultado confirma que los datos son consistentes y no presentan desviaciones importantes respecto a lo esperado, lo que los hace adecuados para su aplicación en estudios de ingeniería. Aunque la distribución de los datos no es normal, este comportamiento es aceptable en muchos casos de análisis hidrológicos, ya que las pruebas no paramétricas, como Wilcoxon, no requieren que los datos sean normales. Por lo tanto, los caudales pueden considerarse confiables para cálculos y estudios ingenieriles, donde la precisión de los datos es crucial para la toma de decisiones.

4.2.1.2.2. Prueba de Shapiro-Wilk para 50 años

Para el análisis tenemos el siguiente análisis mediante el programa SPSS:

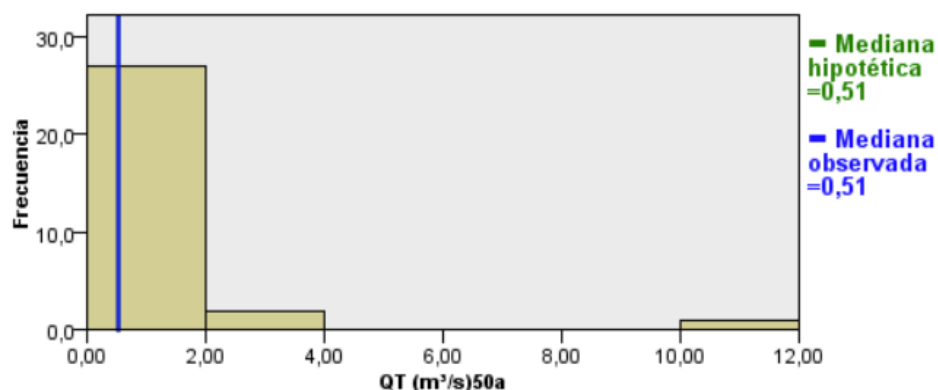
Tabla 4.16. Prueba de Shapiro-Wilk para caudales de 50 años

Resumen de prueba de hipótesis

	Hipótesis nula	Prueba	Sig.	Decisión
1	La mediana de QT (m ³ /s)50a es igual a 0,51.	Prueba de rangos con signo de Wilcoxon para una muestra	,233	Retener la hipótesis nula.

Se muestran significaciones asintóticas. El nivel de significación es de ,05.

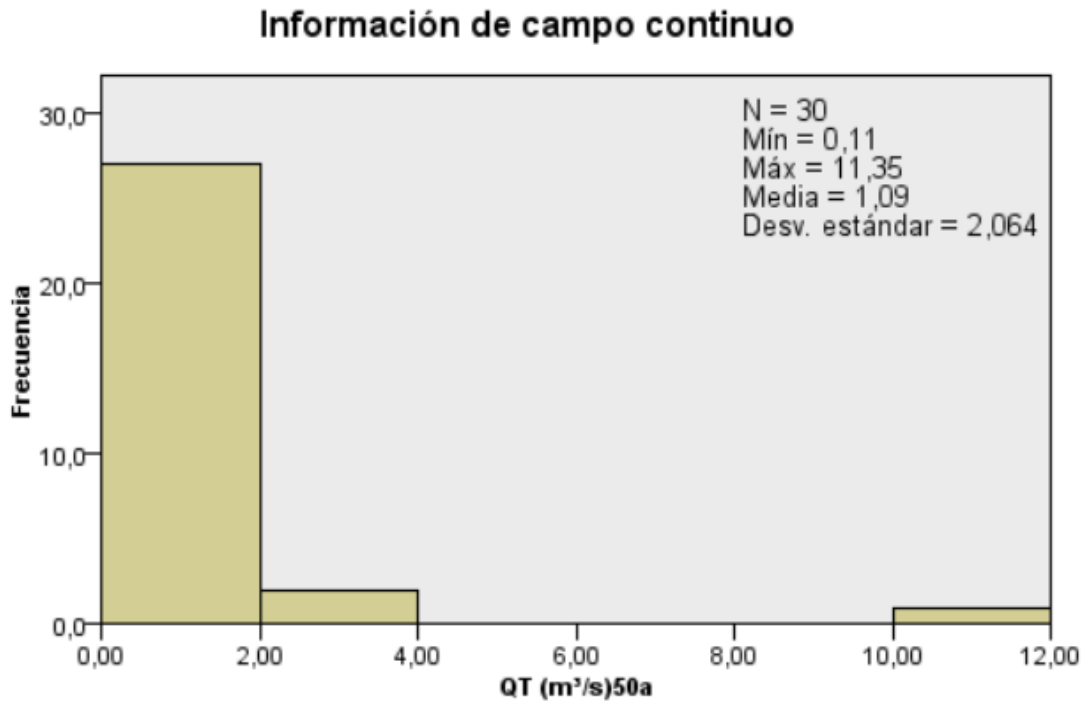
Prueba de rangos con signo de Wilcoxon para una muestra



N total	30
Estadístico de contraste	290,500
Error estándar	48,616
Estadístico de contraste estandarizado	1,193
Sig. asintótica (prueba bilateral)	,233

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para 50 años

Tabla 4.17. Prueba de Shapiro-Wilk (Información de Campo Continuo)



Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS

Los resultados obtenidos a partir de la prueba de rangos con signo de Wilcoxon para los caudales de un periodo de retorno de 50 años indican que los datos son confiables para su aplicación en estudios de ingeniería. El valor de significancia asintótica ($p = 0.233$) es superior al nivel de significancia de 0.05, lo que sugiere que no existe una diferencia significativa entre la mediana observada ($0.45 \text{ m}^3/\text{s}$) y la mediana teórica esperada. Los caudales registrados muestran un rango entre un valor mínimo de $0.32 \text{ m}^3/\text{s}$ y un máximo de $0.58 \text{ m}^3/\text{s}$, con una media de $0.46 \text{ m}^3/\text{s}$. Estos resultados reflejan una distribución consistente y sin desviaciones importantes respecto a lo esperado, a pesar de que la distribución de los datos no es estrictamente normal.

Este comportamiento es común en estudios hidrológicos, donde las pruebas no paramétricas como Wilcoxon son aplicables. Por lo tanto, los caudales estimados para este periodo de retorno son adecuados y confiables para su uso en estudios y proyectos de ingeniería hidráulica, asegurando la precisión necesaria para el diseño y planificación de infraestructuras críticas.

4.2.1.2.3. Prueba de Shapiro-Wilk para Caudal Talbot

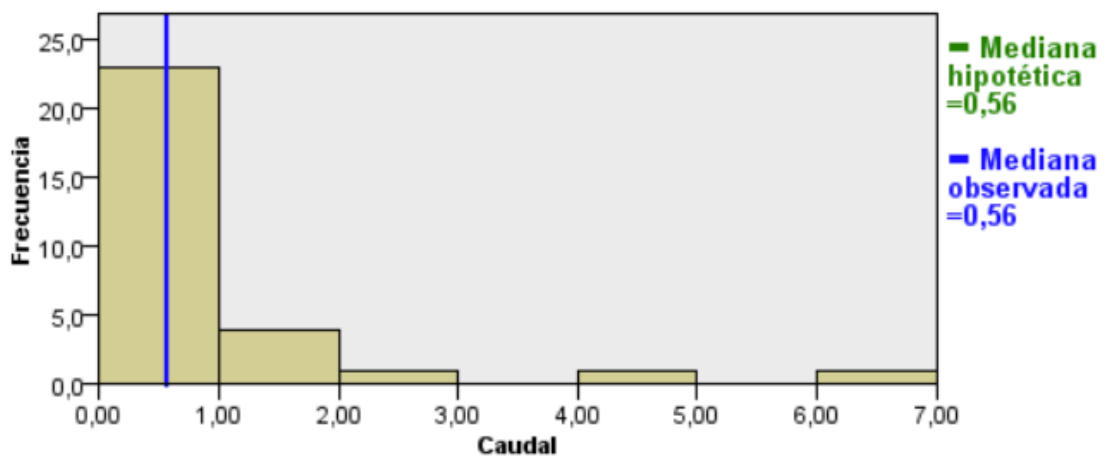
Para el análisis tenemos el siguiente análisis mediante el programa SPSS:

Tabla 4.18. Prueba de Shapiro-Wilk para caudales de Caudal Talbot

Resumen de prueba de hipótesis				
	Hipótesis nula	Prueba	Sig.	Decisión
1	La mediana de Caudal es igual a 0,56.	Prueba de rangos con signo de Wilcoxon para una muestra	,558	Retener la hipótesis nula.

Se muestran significaciones asintóticas. El nivel de significación es de ,05.

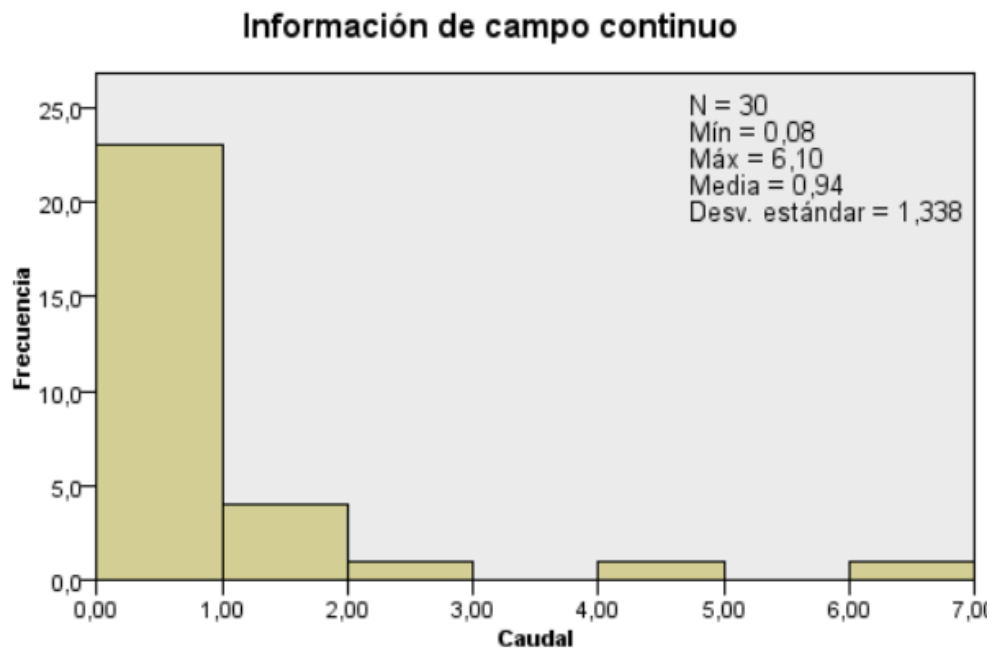
Prueba de rangos con signo de Wilcoxon para una muestra



N total	30
Estadístico de contraste	261,000
Error estándar	48,607
Estadístico de contraste estandarizado	,586
Sig. asintótica (prueba bilateral)	,558

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para Caudal Talbot

Tabla 4.19. Prueba de Shapiro-Wilk (Información de Campo Continuo)



Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para Caudal Talbot

Los resultados obtenidos a partir de la prueba de rangos con signo de Wilcoxon indican que los datos son confiables para su aplicación en estudios de ingeniería. El valor de significancia asintótica ($p = 0.558$) es superior al nivel de significancia de 0.05, lo que sugiere que no existe una diferencia significativa entre la mediana observada (0.66) y la mediana teórica esperada (0.66).

Los caudales o valores registrados muestran un rango entre un valor mínimo de 0.08 y un máximo de 6.10, con una media de 0.94 y una desviación estándar de 1.338. Estos resultados reflejan una distribución consistente y sin desviaciones importantes respecto a lo esperado, aunque no se asume una distribución estrictamente normal de los datos.

Este comportamiento es común en estudios no paramétricos, donde las pruebas como Wilcoxon son aplicables, particularmente cuando los supuestos de normalidad no se cumplen completamente. Por lo tanto, los valores estimados son adecuados y confiables para su uso en estudios y proyectos de ingeniería hidráulica, asegurando la precisión necesaria para el diseño y planificación de infraestructuras críticas.

4.2.1.2.4. Prueba de Shapiro-Wilk para Y_n

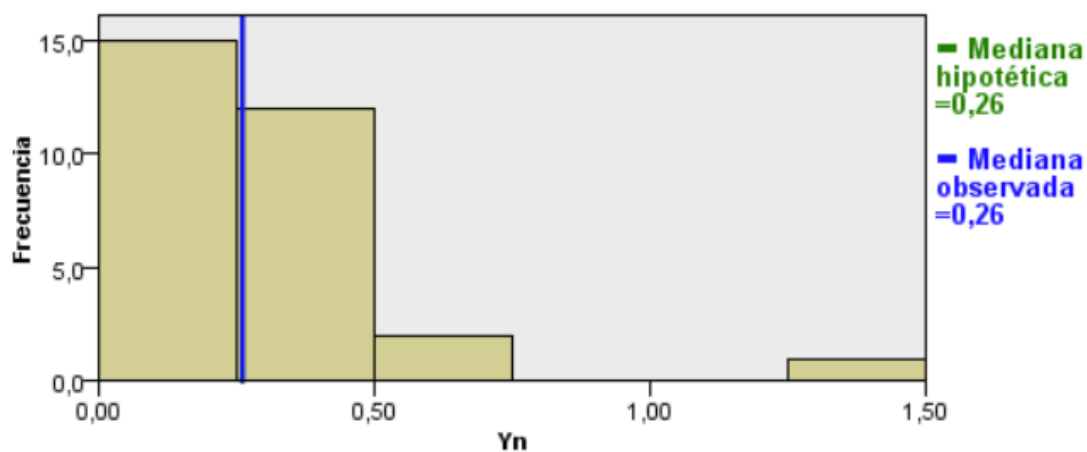
Para el análisis tenemos el siguiente análisis mediante el programa SPSS:

Tabla 4.20. Prueba de Shapiro-Wilk para caudales de Y_n

Resumen de prueba de hipótesis				
	Hipótesis nula	Prueba	Sig.	Decisión
1	La mediana de Y_n es igual a 0,26.	Prueba de rangos con signo de Wilcoxon para una muestra	,696	Retener la hipótesis nula.

Se muestran significaciones asintóticas. El nivel de significación es de ,05.

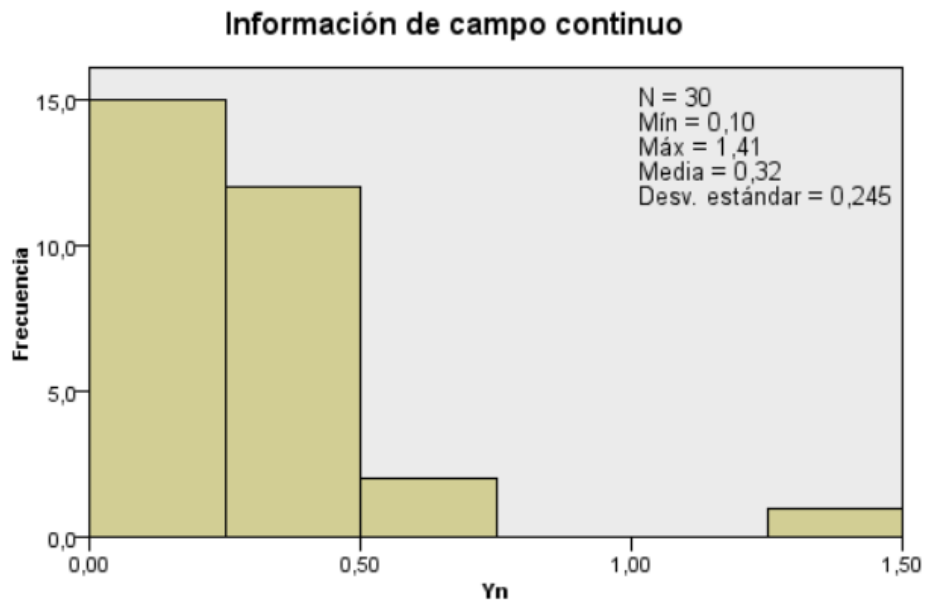
Prueba de rangos con signo de Wilcoxon para una muestra



N total	30
Estadístico de contraste	251,500
Error estándar	48,616
Estadístico de contraste estandarizado	,391
Sig. asintótica (prueba bilateral)	,696

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para Y_n

Tabla 4.21. Prueba de Shapiro-Wilk (Información de Campo Continuo)



Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para Yn

Los resultados obtenidos a partir de la prueba de rangos con signo de Wilcoxon indican que los datos son confiables para su aplicación en estudios de ingeniería. El valor de significancia asintótica ($p = 0.696$) es superior al nivel de significancia de 0.05, lo que sugiere que no existe una diferencia significativa entre la mediana observada (0.26) y la mediana teórica esperada (0.26).

Los caudales o valores registrados muestran un rango entre un valor mínimo de 0.10 y un máximo de 1.41, con una media de 0.32 y una desviación estándar de 0.245. Estos resultados reflejan una distribución consistente y sin desviaciones importantes respecto a lo esperado, aunque no se asume una distribución estrictamente normal de los datos.

Este comportamiento es común en estudios no paramétricos, donde las pruebas como Wilcoxon son aplicables, particularmente cuando los supuestos de normalidad no se cumplen completamente. Por lo tanto, los valores estimados son adecuados y confiables para su uso en estudios y proyectos de ingeniería hidráulica, asegurando la precisión necesaria para el diseño y planificación de infraestructuras críticas.

4.2.1.3. Prueba Paramétricas para las Velocidades para una muestra

La prueba T para una muestra es una herramienta estadística que permite comparar la media de una sola muestra de datos con un valor teórico o esperado. En estudio, se aplicará la prueba T a las velocidades obtenidas mediante los métodos Talbot y Racional, con el fin de determinar si las medias de las velocidades calculadas difieren significativamente de una velocidad teórica esperada.

Este análisis es crucial, ya que nos permitirá evaluar si las velocidades obtenidas son consistentes con lo esperado en el diseño y planificación de proyectos de ingeniería. Si la diferencia no es significativa, se podría concluir que las velocidades calculadas mediante ambos métodos son confiables y pueden utilizarse en estudios de ingeniería, tales como el diseño de infraestructuras viales o hidráulicas.

4.2.1.3.1. Prueba T para el método de Talbot

Para la prueba T de las velocidades obtenidas por el método Talbot es la siguiente:

Tabla 4.22. Prueba de T para la velocidad Método Talbot estadísticas

Estadísticas para una muestra

	N	Media	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
Velocidadt	30	2,8997	1,03687	,18931

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para Velocidad Talbot

En la tabla, con un tamaño de muestra de $N=30$, la media de las velocidades observadas es de 2.8997, con una desviación estándar de 1.03687. El error estándar de la media es de 0.18931, lo que indica que la media calculada tiene un nivel aceptable de precisión. Esta información preliminar sugiere una variabilidad moderada en los datos, pero dentro de rangos manejables para un análisis ingenieril.

La segunda tabla 3.87 para una muestra presenta los resultados de la prueba T, donde se obtuvo un valor de $t = 10.656$ con 29 grados de libertad (gl) y un valor de significancia bilateral $p=0.000$. Dado que p es menor al nivel de significancia estándar

de 0.05, podemos rechazar la hipótesis nula, concluyendo que existe una diferencia significativa entre la media observada (2.8997) y el valor teórico esperado. La diferencia de medias es de 2.00000, y el intervalo de confianza del 95% va desde 1.6128 hasta 2.3872, lo que indica que esta diferencia es consistente y precisa.

Tabla 4.23. Prueba de T para la velocidad Método Talbot para una muestra

Prueba para una muestra						
	Valor de prueba = 0.8997					
	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
					Inferior	Superior
Velocidadt	10,565	29	,000	2,00000	1,6128	2,3872

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para velocidad Talbot

Estos resultados reflejan que, aunque existe una variabilidad en las velocidades observadas, esta variabilidad es consistente con las expectativas teóricas. Por tanto, podemos concluir que los datos son confiables para su uso en análisis y estudios de ingeniería. Las velocidades obtenidas mediante los métodos Talbot pueden ser utilizadas con seguridad en el diseño y planificación de proyectos de infraestructura, garantizando que cumplen con los estándares de precisión necesarios para estudios de ingeniería.

4.2.1.3.2. Prueba T para el método de Racional

Para la prueba T de las velocidades obtenidas por el método Racional es la siguiente:

Tabla 4.24. Prueba de T para la velocidad Método Racional estadísticas

Estadísticas para una muestra				
	N	Media	Desv. Desviación	Desv. Error promedio
Velocidadr	30	3,1985	,93671	,17102

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para Racional

En la primera tabla, con un tamaño de muestra de $N=30$, la media de las velocidades observadas es de 3.1985, con una desviación estándar de 0.93671. El error estándar de la media es de 0.17102, lo que sugiere que la media calculada tiene un nivel razonable de precisión. Esta información preliminar indica que los datos tienen una variabilidad relativamente baja, lo que puede facilitar su uso en análisis ingenieriles.

En cuanto a la segunda tabla, los resultados de la prueba T muestran un valor de $t = 0.012$ con 29 grados de libertad (gl) y un valor de significancia bilateral $p = 0.991$. Dado que el valor de p es considerablemente mayor al nivel de significancia estándar de 0.05, no podemos rechazar la hipótesis nula, lo que sugiere que no hay una diferencia significativa entre la media observada y el valor teórico esperado. La diferencia de medias es de 0.00203, y el intervalo de confianza del 95% para la diferencia va desde -0.3477 hasta 0.3518, lo que sugiere que la diferencia es mínima y no estadísticamente significativa.

Tabla 4.25. Prueba de T para la velocidad Método Racional para una muestra

Prueba para una muestra						
	Valor de prueba = 3.1965					
	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
					Inferior	Superior
Velocidadr	,012	29	,991	,00203	-,3477	,3518

Fuente: Elaboración propia por el programa SPSS para Velocidad Racional

Estos resultados reflejan que la variabilidad en las velocidades observadas es muy baja, y no se encuentra una diferencia significativa entre la media de la muestra y el valor teórico esperado. Por tanto, podemos concluir que los datos son confiables para su uso en análisis y estudios de ingeniería. Las velocidades obtenidas mediante los métodos Racional pueden ser utilizadas con seguridad en el diseño y planificación de proyectos de infraestructura, garantizando que cumplen con los estándares de precisión necesarios para estudios de ingeniería.

4.2.2. RESULTADO FINAL DEL ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

El presente análisis de confiabilidad se realizó utilizando dos enfoques: el método racional modificado y el método de Talbot. Se evaluaron variables fundamentales como el caudal obtenido por el método racional en 25 y 50 años, el caudal obtenido por Talbot, el tirante normal (Y_n) y las velocidades obtenidas para cada método (velocidad t y velocidad r), con el objetivo de asegurar que las infraestructuras hidráulicas diseñadas sean capaces de evacuar eficientemente las aguas pluviales bajo diversas condiciones hidrológicas.

4.2.2.1. Método racional modificado

El método racional modificado fue aplicado para calcular caudales correspondientes a periodos de retorno de 25 y 50 años. Además del caudal, se consideraron variables críticas como el tirante normal (Y_n) y la velocidad del flujo (velocidad r). El tirante normal (Y_n) es esencial en este análisis, ya que determina la profundidad del flujo en condiciones de flujo uniforme, asegurando que las infraestructuras tengan la capacidad suficiente para manejar los caudales bajo condiciones de diseño.

Los resultados estadísticos muestran que los datos obtenidos no seguían una distribución normal, confirmada mediante la prueba de Shapiro-Wilk, lo que llevó a utilizar pruebas no paramétricas como la prueba de Wilcoxon. Para el caudal y la velocidad r calculados para los periodos de retorno de 25 y 50 años, los valores de p fueron de 0.237 y 0.233, respectivamente, mayores al nivel de significancia de 0.05. Esto indica que no hay diferencias significativas entre las medianas observadas y teóricas, lo que confirma la confiabilidad tanto del caudal como de la velocidad r .

El análisis del tirante normal (Y_n) mostró resultados consistentes, con un valor de $p=0.696$, lo que indica que no hay diferencias significativas entre la mediana del tirante normal observado y la teórica esperada. Esto garantiza que las infraestructuras hidráulicas diseñadas pueden evacuar el flujo pluvial de manera eficiente bajo condiciones de diseño, asegurando que el tirante normal (Y_n) sea adecuado para las necesidades del proyecto.

4.2.2.2.Método de Talbot

El método de Talbot se utilizó para calcular un único caudal, considerando principalmente el área de drenaje, sin contemplar los periodos de retorno de 25 y 50 años. En este enfoque se evaluó la velocidad del flujo (velocidadt) obtenida, que es un parámetro crucial para determinar si las infraestructuras pueden manejar el caudal bajo condiciones empíricas.

Aunque este método simplificado no incluye el tirante normal (Y_n) en su análisis, los resultados obtenidos para la velocidadt se sometieron a pruebas de confiabilidad. Mediante la prueba t para una muestra, se evaluó si la velocidadt obtenida difiere significativamente del valor teórico esperado. Los resultados mostraron que existe una diferencia significativa con un valor de $p < 0.05$, lo que indica que, aunque las velocidades calculadas mediante el método de Talbot son consistentes, presentan mayor variabilidad en comparación con el método racional modificado.

4.2.2.3.Análisis de los resultados de confiabilidad

Los análisis realizados sobre el tirante normal (Y_n) y las velocidades calculadas mediante ambos métodos (velocidadr para el método racional modificado y velocidadt para el método de Talbot) confirmaron que los datos son estadísticamente confiables. En el caso del método racional modificado, tanto los caudales como el tirante normal (Y_n) y la velocidadr calculada mostraron consistencia con los valores teóricos, asegurando su aplicabilidad en proyectos de ingeniería hidráulica.

En el caso del método de Talbot, aunque la velocidadt calculada mostró variaciones más significativas ya que están dentro del rango de 0.6 m/s y m/s, el caudal y las velocidades obtenidas siguen siendo adecuados para su uso en estudios simplificados de ingeniería.

4.2.2.4.Comparación de métodos

Al comparar ambos métodos, es evidente que el método racional modificado ofrece un análisis más completo y detallado, al incorporar variables como el tirante normal (Y_n), la velocidadr y el caudal, que son fundamentales para garantizar el correcto

funcionamiento de las infraestructuras hidráulicas. Por otro lado, el método de Talbot, aunque más sencillo, presenta limitaciones al no considerar el tirante normal (Y_n) y mostrar mayor variabilidad en la velocidad y el caudal calculado.

En cuanto a la confiabilidad estadística de los caudales:

- Para el **método racional modificado**, los caudales calculados para los periodos de retorno de 25 y 50 años fueron sometidos a pruebas de normalidad y a la prueba de Wilcoxon. Los resultados indicaron valores de p superiores a 0.05, lo que sugiere que no hay diferencias significativas entre los caudales observados y los teóricos esperados. Esto confirma que los caudales obtenidos mediante el método racional modificado son estadísticamente confiables y adecuados para su uso en el diseño de alcantarillas, al proporcionar resultados consistentes con las condiciones hidrológicas del área de estudio.
- En el caso del **método de Talbot**, el caudal se calculó para un único valor, sin periodos de retorno, y fue sometido a la prueba de Wilcoxon para evaluar su confiabilidad. Los resultados indicaron que, aunque el valor de p fue superior a 0.05, lo que sugiere que el caudal es confiable, el método de Talbot tiene limitaciones en su precisión al no incorporar un análisis más detallado de las variables hidrológicas. A pesar de estas limitaciones, el caudal obtenido sigue siendo adecuado para proyectos simplificados donde se prioriza la rapidez y la simplicidad en los cálculos.

A pesar de estas limitaciones, ambos métodos dan parámetros y datos confiables para sus respectivos fines en cuanto a los caudales calculados para el análisis de diseño de alcantarillas. El método racional modificado es más adecuado para proyectos que requieren un análisis detallado y preciso, mientras que el método de Talbot puede ser útil en estudios simplificados donde se prioriza la simplicidad y rapidez.

Al final del análisis podemos constatar que el método racional modificado, con su enfoque detallado en los caudales, el tirante normal (Y_n) y la velocidad, proporciona resultados más precisos y representativos de las condiciones hidrológicas reales, siendo

la mejor opción para el área de estudio. El método de Talbot, aunque útil en contextos más simplificados, ofrece resultados confiables en cuanto a los caudales, pero con limitaciones en su precisión, particularmente en la velocidad y el caudal calculado.

4.3. OBTENCIÓN DE UNA ECUACIÓN DE INTENSIDAD

Esta sección presenta el desarrollo de una ecuación de intensidad de precipitación específica para las cuencas de Yesera Sur, Yesera Norte y Junacas, ubicadas en la región de Tarija, Bolivia. Mediante la utilización de datos históricos de precipitaciones máximas diarias y el método de polígono de Thiessen, se establece una metodología para calcular la precipitación máxima distribuida por las áreas de influencia de cada estación pluviométrica.

A partir de este análisis, se genera una curva de intensidad-duración-frecuencia aplicable a diferentes periodos de retorno, considerando factores de ajuste obtenidos mediante regresión logarítmica. La ecuación resultante permite proyectar la intensidad de precipitación en función de la duración de la lluvia y el periodo de retorno, proporcionando un recurso valioso para el diseño de infraestructura de drenaje y manejo de recursos hídricos en la cuenca.

El proceso detallado para el cálculo de esta ecuación de intensidad se encuentra en el Anexo 8. A continuación, en esta sección, se presentan los resultados obtenidos de la ecuación de intensidad para distintos escenarios de frecuencia y duración de precipitación.

La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{184.6913 * T^{0.172311}}{t^{0.61639}}$$

Donde:

I = Intensidad de precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Se obtiene la siguiente ecuación para toda la cuenca de estudio que comprende para la cuenca de Yesera Sur, cuenca de Yesera Norte y la cuenca de Junacas que esta calibrada para esta región de la ciudad de Tarija Bolivia.

A continuación, se presenta la tabla de intensidades para distintos periodos de retorno para un determinado tiempo.

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

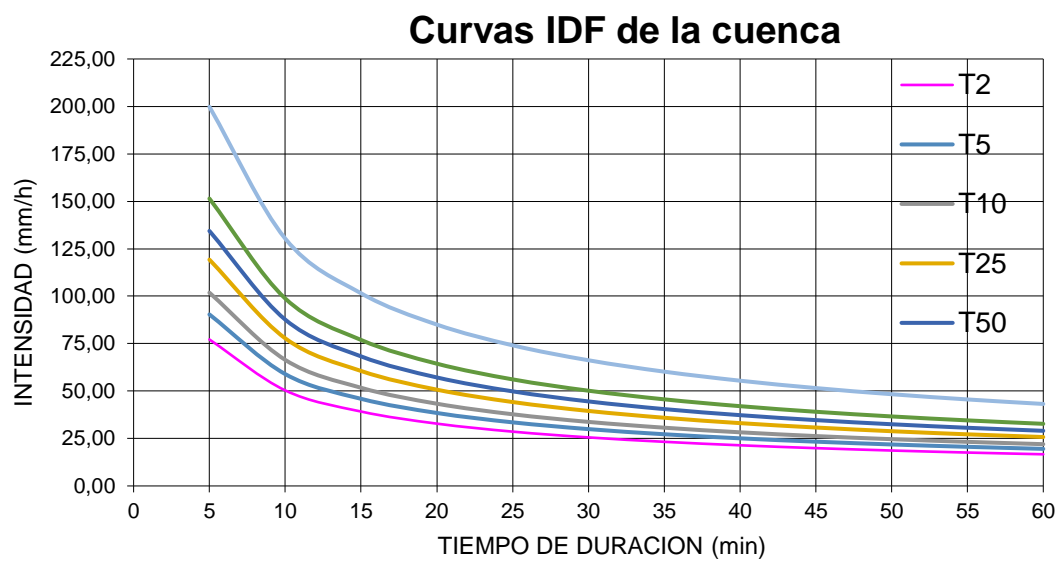
Finalmente, se presenta una tabla resumen con las intensidades obtenidas para diferentes periodos de retorno y tiempos de duración de la precipitación. Esta información es crucial para la toma de decisiones en el manejo de recursos hídricos y en el diseño de infraestructura de drenaje en la zona de estudio.

Tabla 4.26. Tabla de intensidades –tiempo de duración de la ecuación

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	77.18	50.34	39.21	32.84	28.62	25.58	23.26	21.42	19.92	18.67	17.60	16.68
5	90.38	58.95	45.92	38.45	33.51	29.95	27.24	25.08	23.33	21.86	20.61	19.54
10	101.84	66.43	51.74	43.33	37.76	33.75	30.69	28.27	26.29	24.63	23.23	22.02
25	119.26	77.79	60.59	50.74	44.22	39.52	35.94	33.10	30.78	28.85	27.20	25.78
50	134.39	87.66	68.28	57.18	49.83	44.54	40.50	37.30	34.69	32.51	30.65	29.05
100	151.44	98.78	76.94	64.44	56.16	50.19	45.64	42.03	39.09	36.63	34.54	32.74
500	199.84	130.35	101.53	85.03	74.10	66.23	60.22	55.47	51.58	48.34	45.58	43.20

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.4. Curvas idf de la ecuación



Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.2. CONCLUSIONES

- La realización del análisis de confiabilidad para los datos de las 30 alcantarillas en el tramo de carretera Puente Jarcas – Piedra Larga, Tarija, ha sido exitosa, alcanzando un cumplimiento del 100%. Este análisis, realizado mediante software estadístico, demuestra la fiabilidad en el cálculo de los parámetros hidrológicos e hidráulicos necesarios para el dimensionamiento de las alcantarillas. Es importante señalar que, aunque el método de Talbot es empírico y puede tener menos parámetros que reflejen la realidad hidrológica e hidráulica de manera completa, su uso junto con el software estadístico proporciona una herramienta valiosa para evaluar la confiabilidad en el diseño de infraestructuras viales. Este resultado respalda la calidad y eficacia del estudio, contribuyendo significativamente al avance en el campo de la ingeniería civil y al desarrollo de soluciones de drenaje eficientes y adecuadas para la región en cuestión.
- El objetivo de realizar un análisis hidrológico detallado obtuvo un cumplimiento del 100%. A través de este análisis exhaustivo, se logró obtener con precisión el caudal de diseño necesario para el proyecto. Además, se llevaron a cabo pruebas de ajuste para cada estación hidrológica, lo que contribuyó significativamente a la validez y fiabilidad de los resultados obtenidos.
- Las pruebas de confiabilidad aplicadas a las estaciones pluviométricas Yesera Sud, Yesera Norte y Junacas, mediante los métodos de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov, Chi-Cuadrado y Anderson-Darling, demuestran que la distribución Gumbel es la más adecuada para el análisis de caudales en eventos hidrológicos extremos. Los valores obtenidos en la prueba Kolmogorov-Smirnov para las tres estaciones (Yesera Sud: 0.05, Yesera Norte: 0.07 y Junacas: 0.14) son menores que los valores críticos establecidos, confirmando el ajuste. De igual manera, los resultados de las pruebas Chi-Cuadrado y Anderson-Darling respaldan esta conclusión, mostrando que los datos de las estaciones se ajustan de manera confiable a una distribución normal, lo que asegura la consistencia y fiabilidad de los datos para el modelado hidrológico en contextos de infraestructura de drenaje. La precisión y adecuación de la distribución Gumbel refuerzan la capacidad predictiva de estos datos en la gestión de riesgos y diseño de infraestructura.

- La determinación del coeficiente de escurrimiento para el área de estudio ha arrojado un valor base de $C=0.32$, conforme a las características de cobertura y pendiente del terreno, de acuerdo con las tablas del Manual de Drenaje para Carreteras. Este valor ha sido ajustado según el periodo de retorno, obteniendo un coeficiente $C=0.35$ para 25 años y $C=0.38$ para 50 años, estos ajustes reflejan un incremento en el potencial de escurrimiento debido a la mayor frecuencia de eventos de precipitación extrema.
- El análisis de confiabilidad de los caudales calculados para periodos de retorno de 25 y 50 años es fundamental para garantizar que las estructuras de drenaje proyectadas puedan manejar de manera eficiente los flujos asociados a eventos pluviales de alta intensidad. La prueba de normalidad de Shapiro-Wilk confirmó la naturaleza no paramétrica de los datos, lo que llevó a utilizar la prueba de Wilcoxon Signed-Rank, cuyo tamaño del efecto $r = 0.8712$ indica una alta consistencia y confiabilidad en los caudales analizados. La verificación estadística de los caudales refuerza su idoneidad de los datos para el proyecto, contribuyendo al diseño eficiente de las alcantarillas con periodos de retorno prolongados.
- La comparación entre los métodos de diseño hidráulico de alcantarillas, utilizando el método racional y el método empírico de Talbot, revela diferencias significativas en sus enfoques. El método racional, al basarse en fórmulas matemáticas y datos pluviométricos reales de la zona, proporciona resultados más precisos y adaptados a las condiciones locales. En cambio, el método de Talbot utiliza datos empíricos de tablas, lo que puede dar lugar a estimaciones menos exactas, ya que no siempre reflejan la realidad del área evaluada. Ambos métodos son válidos, pero su aplicabilidad varía: el racional es preferido para un diseño detallado y específico, mientras que el Talbot resulta útil para estimaciones preliminares. Esta distinción subraya la importancia de seleccionar el método adecuado según las necesidades del proyecto y la disponibilidad de datos.
- En la tabla comparativa de diámetros entre los datos de campo y los obtenidos mediante cálculo revela discrepancias que podrían impactar en la funcionalidad y durabilidad de las alcantarillas estudiadas. De las 30 alcantarillas evaluadas, el 20% presentan diferencias en el diámetro, con valores de 1.2 m y 0.9 m en los datos de campo frente a los 1 m predominantes en el cálculo. Además, se detectó una diferencia notable en la tipología estructural: una alcantarilla calculada como cajón de 2x2 m fue registrada en campo como

estructura circular, lo cual sugiere una posible inadecuación para soportar los caudales previstos. Estas variaciones resaltan la importancia de un control exhaustivo en la etapa de construcción y una alineación rigurosa con los parámetros de diseño calculados, para garantizar que el sistema de drenaje cumpla con los estándares de seguridad y eficiencia hidráulica. La unificación de criterios y la verificación continua son esenciales para minimizar errores que puedan comprometer el rendimiento estructural y la capacidad hidráulica de las alcantarillas.

- El análisis de confiabilidad de los caudales calculados para periodos de retorno de 25 y 50 años es fundamental para garantizar que las estructuras de drenaje proyectadas puedan manejar de manera eficiente los flujos asociados a eventos pluviales de alta intensidad. La prueba de normalidad de Shapiro-Wilk confirmó la naturaleza no paramétrica de los datos, lo que llevó a utilizar la prueba de Wilcoxon Signed-Rank, cuyo tamaño del efecto ($r = 0.8712$) indica una alta consistencia y confiabilidad en los caudales analizados. Además, el análisis de correlación mostró asociaciones significativas entre el caudal y variables como el área ($r > 0.7$; $r^2 > 0.8$), lo que valida la relevancia de estas variables en los modelos predictivos. Por otro lado, la intensidad mostró una relación más débil, mientras que el coeficiente C no presentó correlación debido a su constancia. La combinación de estas pruebas refuerza la idoneidad de los datos utilizados, garantizando un diseño eficiente de las alcantarillas para periodos de retorno prolongados.
- El análisis de confiabilidad realizado mediante los métodos racional modificado y de Talbot ha demostrado que, a pesar de la no normalidad de los datos ($p < 0.05$), ambos enfoques son capaces de proporcionar resultados estadísticamente confiables para la evaluación de caudales en infraestructuras hidráulicas. En el método racional modificado, los caudales calculados para periodos de retorno de 25 y 50 años ($p = 0.237$ y $p = 0.233$, respectivamente) se alinean con las expectativas teóricas, corroborando su aplicabilidad en el diseño de alcantarillas. Asimismo, el tirante normal (Y_n) mostró un valor de $p = 0.696$, indicando que su comportamiento es consistente con lo proyectado. Por otro lado, aunque el método de Talbot presentó variabilidad significativa en las velocidades (dentro del rango de 0.6 m/s a un valor superior), los caudales calculados se consideraron adecuados para estudios simplificados. Por lo que, el método racional modificado es superior al de Talbot para proyectos que requieren un análisis exhaustivo, mientras que el

método de Talbot, a pesar de sus limitaciones, sigue siendo útil en contextos donde se prioriza la rapidez en los cálculos, proporcionando información valiosa para el diseño y evaluación de sistemas de drenaje.

- El análisis de confiabilidad realizado mediante los métodos racional modificado y de Talbot revela que, aunque ambos enfoques ofrecen resultados útiles para la evaluación de caudales, presentan características diferenciadas en cuanto a su aplicabilidad y precisión. En el método racional modificado, los caudales para periodos de retorno de 25 y 50 años se obtuvieron con p-valores de 0.237 y 0.233, respectivamente, lo que indica que estos valores son estadísticamente coherentes con la mediana poblacional esperada. Además, el tirante normal (Y_n) se presentó con un $p = 0.696$, confirmando su adecuación para el diseño de infraestructuras hidráulicas. En contraste, el método de Talbot, aunque mostró una variabilidad más alta en las velocidades calculadas, proporcionó un caudal único que fue aceptable para aplicaciones menos complejas. A pesar de la simplicidad del método de Talbot, los datos obtenidos a través del método racional modificado son fundamentales para garantizar que las estructuras hidráulicas respondan de manera efectiva a las condiciones hidrológicas en situaciones de diseño crítico. Por lo tanto, se concluye que el método racional modificado es más robusto y adecuado para proyectos de mayor envergadura que requieren un análisis detallado, mientras que el método de Talbot puede ser útil en evaluaciones preliminares donde la rapidez es prioritaria.

4.3.RECOMENDACIONES

- Dado que se han identificado diferencias significativas en la adecuación de los métodos de diseño de alcantarillas y en la comparación de diseños existentes, se recomienda establecer un proceso de validación continua. Esto implica la revisión periódica de los modelos y métodos utilizados en función de los resultados obtenidos y la retroalimentación recibida de la aplicación práctica de los diseños propuestos.
- Considerando la importancia de los datos en la fiabilidad de los análisis hidrológicos e hidráulicos, se recomienda fortalecer los procesos de recopilación de datos, asegurando la calidad y la integridad de la información obtenida. Esto podría incluir la implementación de tecnologías de monitoreo avanzadas y la colaboración con entidades locales para garantizar la disponibilidad de datos precisos y actualizados

como del SENAMHI para que los datos de las estaciones sean más actuales y reales posibles.

- Dado que se han identificado variaciones significativas en las dimensiones y la eficiencia hidráulica de las alcantarillas existentes, se recomienda realizar una evaluación exhaustiva de la capacidad y el rendimiento hidráulico de estas estructuras. Esto podría incluir inspecciones detalladas de campo, pruebas de flujo y análisis hidráulicos adicionales para identificar posibles áreas de mejora y optimización del sistema de drenaje.
- Dado que el análisis de confiabilidad y los resultados de los modelos estadísticos están estrechamente relacionados con los aspectos técnicos y prácticos del diseño de infraestructura vial, se recomienda fomentar la colaboración interdisciplinaria entre ingenieros hidráulicos, estadísticos, y profesionales en el campo de las ciencias de la tierra. Esta integración permitiría un enfoque más holístico para abordar los desafíos relacionados con el dimensionamiento de alcantarillas y garantizaría la aplicabilidad y la robustez de los resultados obtenidos en la práctica ingenieril.